

# ARMIERTER BETON.

1913. APRIL.

## INHALT:

- Beitrag zur Frage der Betonprüfung auf der Baustelle. Von Dipl.-Ing. Schätzler, staatlichem Baumeister in Hamburg. S. 143.
- Die Festhalle in Breslau. Von Stadtbauinspektor Dr.-Ing. Trauer (Breslau) und Direktor Dr.-Ing. Gehler (Dresden). (Fortsetzung von S. 66.) S. 150.
- Neue Eisenbetonhochbauten. Besprochen von Dr.-Ing. Henri Marcus (Berlin-Wilmersdorf). S. 160.
- Der Einfluß der Streckgrenze des Eisens bei Eisenbeton. Von Dr.-Ing. E. Probst (Berlin). S. 164.
- Der Einfluß des elektrischen Stromes auf Beton. Von Dipl.-Ing. F. Allemand (Wesel a. Rh.). S. 166.
- Literaturschau. Bearbeitet von Regierungsbauführer Dipl.-Ing. M. Busch (Dresden). S. 170.
- Wirtschaftliche Rundschau. S. 177.
- Bücherbesprechungen. S. 177. — Neue Bücher. S. 178. — Die wissenschaftlichen Ergebnisse des Materialprüfungs-Kongresses in New York. S. 178.

## BEITRAG ZUR FRAGE DER BETONPRÜFUNG AUF DER BAUSTELLE.

*Von Dipl.-Ing. Schätzler, staatlichem Baumeister in Hamburg.*

Im Zusammenhang mit der Erweiterung der Hamburger Hafenanlagen, für die Senat und Bürgerschaft im Frühjahr 1910 für den ersten Ausbau 45,1 Millionen Mark bewilligt haben, war auf der Elbinsel Waltershof ein Elektrizitätswerk zu errichten.

Das Gebäude hat einen L-förmigen Grundriß. Wie den Fig. 1—3 zu entnehmen ist, nimmt den einen Flügel die Maschinenhalle ein, in der vier Dieselmotoren, zwei von je 650 PS und zwei von je 1000 PS aufgestellt werden; im anderen Flügel befindet sich im Keller ein großer Lagerraum, im Erdgeschoß eine Werkstatt und im Obergeschoß eine Dienstwohnung. In der Ecke, in der sich beide Flügel im Grundriß überschneiden, sind in vier Stockwerken der Akkumulatorenraum, zwei übereinander liegende Schalträume und ein Raum für die Aufstellung der Brennstoff- und Kühlwasserbehälter vorgesehen. Abseits vom eigentlichen Kraftwerk ist unter Gelände ein besonderer Vorratsraum für die Betriebsstoffe errichtet (Fig. 1).

Bei der Ausführung des Bauwerks ist in bedeutendem Maße Eisenbeton zur Verwendung gelangt. Im besonderen sind auch die großen Rahmenbinder der Maschinenhalle in Eisenbeton ausgeführt.

Da das Werk nicht allein den künftigen, sondern auch Teilen der bestehenden Hafenanlagen dienen soll, worunter vor allem die benachbarte Vulkanwerft für die Vergrößerung ihres Werkes schleunigst des Anschlusses bedurfte, war eine überaus rasche Ausführung des Baues unumgänglich notwendig. Die Eisenbetonpfahlgründung, über die Verfasser in einem Aufsatz: „Über die

Tragfähigkeit von Rammpfählen“\*) einiges mitgeteilt hat, ging ihrer Fertigstellung entgegen, als Mitte Juni 1912 der Zuschlag an den Unternehmer des Hochbaues erteilt wurde. Mitte November sollte mit der Aufstellung der Maschinen begonnen werden können.

Bei der getroffenen Wahl des Baustoffes und mit Rücksicht auf die Eile in der Ausführung, die zum Teil und gerade für die am stärksten beanspruchten Bauteile, die Hallenbinder, in eine für die Erhärtung des Betons ungünstige Jahreszeit fiel, war besondere Vorsicht geboten. Aus diesem Grunde hat Verfasser eine sorgfältige Prüfung des Betons für notwendig gehalten, über deren Durchführung die folgenden Zeilen Aufschluß geben.

Die Streitfrage „Würfelprobe oder Kontrollbalken?“ drängte sich naturgemäß auch hier auf. Man entschied sich für Würfelprobe und Kontrollbalken.

Neben den üblichen Würfeln von 30 cm Kantenlänge sind auch 10 cm<sup>3</sup>-Würfel angefertigt worden. Dies geschah aus dem Grunde, weil bei früheren Anlässen beobachtet wurde, daß die großen unhandlichen Würfel selbst bei vorsichtiger Behandlung nicht immer unbeschädigt an der Prüfungsstelle angelangt sind. Es war nämlich ein rund 6 km weiter Transport der Würfel über teils ungeebnetes Gelände und auf dem Wasserwege erforderlich. Der für Eisenbetonzwecke übliche, verhältnismäßig feine Kies läßt die Herstellung von Würfeln kleiner Abmessungen ohne

\*) Bau-Rundschau. Hamburg, 23. Mai 1912. Verlag Conrad Hanf.

Ausscheidung der größeren Teile ohne weiteres zu. Die kleinen Würfel sind in Holzformen hergestellt worden.

Die Kontrollbalken wurden in der von Dr. v. Emperger empfohlenen Weise\*), und zwar in hölzernen Formen ausgeführt. Sie haben also einen Querschnitt von  $7 \times 9$  qcm, bei einer Stützweite von 2 m eine Länge von 2,3 m und sind mit zwei Rundisen von 12 mm  $\varnothing$  bewehrt. Sie sind durch Aufbringung von zwei symme-

des Eigengewichtes querkräftfreie Strecke betrug 50 cm. Die Versuchseinrichtung ist in der von Reg.-Baumeister Magens angegebenen Weise\*) getroffen worden, die an einmal berechneten

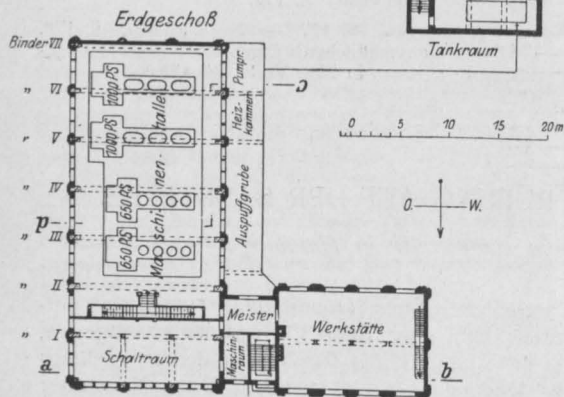


Fig. 1. Grundrisse.

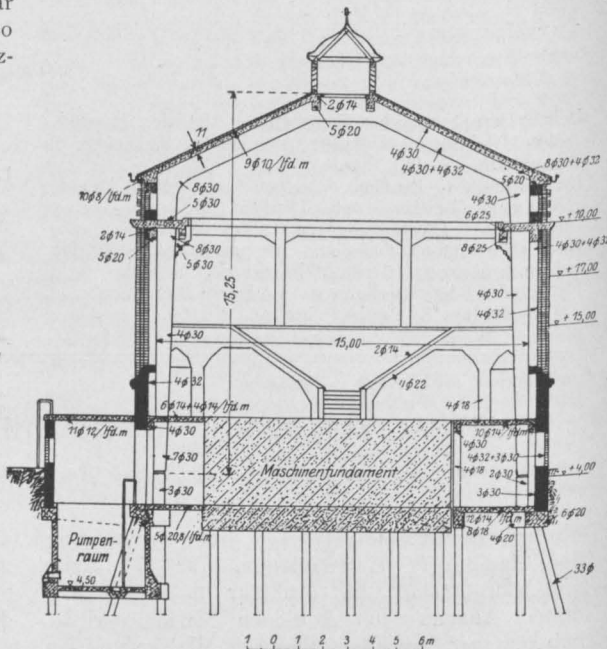


Fig. 3. Schnitt c-d.

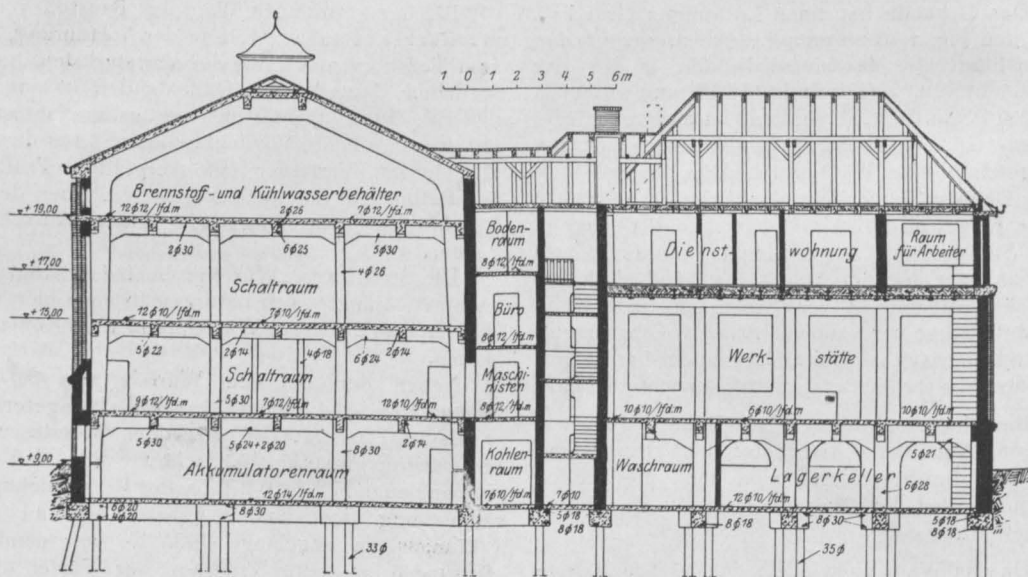


Fig. 2. Schnitt a-b.

trisch zur Mitte angeordneten Einzellasten zum Bruch gebracht worden. Die ohne Berücksichtigung

Pegeln das Ablesen der aufgetragenen Last (Eigengewicht des Geschrir + Wasserballast) sowie der betreffenden Eisenzug- und

\*) Zeitschrift des Verbandes deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine, 1912, Nr. 32.

\*) Beton und Eisen, 1912, Heft IX.

Die Anzahl der zu jedem Bauteil gehörenden Probekörper kann der beigefügten Tabelle entnommen werden. Im allgemeinen wurden angefertigt: a) 4 Balken, davon 1 für eine Vorprobe nach 7 Tagen, 2 für die Probe nach 28 Tagen und 1 für eine Probe nach 42 Tagen; schien die

Der Beton wurde so, wie er für die betreffenden Bauteile aus der Maschine kam, in die Formen eingebracht unter tunlicher Nachahmung der Vorgänge am Bau. Die dabei beschäftigten Leute der Bauverwaltung sind entsprechend angelernt, im übrigen aber in gleichem Umfang beaufsichtigt worden wie die Leute des Übernehmers.

The chart is a technical drawing used for concrete mix design. It consists of two main parts: a top section for mix design and a bottom section for temperature data.

**Top Section: Mix Design**

This section shows a series of horizontal lines representing different concrete grades and their corresponding water-cement ratios. The lines are labeled with numbers 1 through 22, and the corresponding concrete grades are listed on the right side. The water-cement ratios are listed on the left side.

- Line 1: 243 kg/qcm, Mischungsverhältnis 1:3
- Line 2: 220 kg/qcm, Mischungsverhältnis 1:3
- Line 3: 203 kg/qcm, Mischungsverhältnis 1:3
- Line 4: 235 kg/qcm, Mischungsverhältnis 1:3
- Line 5: 243 kg/qcm, Mischungsverhältnis 1:3
- Line 6: 217 kg/qcm, Mischungsverhältnis 1:3
- Line 7: 234 kg/qcm, Mischungsverhältnis 1:3
- Line 8: 240 kg/qcm, Mischungsverhältnis 1:3
- Line 9: 220 kg/qcm, Mischungsverhältnis 1:3
- Line 10: 255 kg/qcm, Mischungsverhältnis 1:3
- Line 11: 244 kg/qcm, Mischungsverhältnis 1:3
- Line 12: 245 kg/qcm, Mischungsverhältnis 1:3
- Line 13: 238 kg/qcm, Mischungsverhältnis 1:3
- Line 14: 239 kg/qcm, Mischungsverhältnis 1:3
- Line 15: 208 kg/qcm, Mischungsverhältnis 1:3
- Line 16: 259 kg/qcm, Mischungsverhältnis 1:3
- Line 17: 252 kg/qcm, Mischungsverhältnis 1:3
- Line 18: 256 kg/qcm, Mischungsverhältnis 1:4
- Line 19: 277 kg/qcm, Mischungsverhältnis 1:4
- Line 20: 270 kg/qcm, Mischungsverhältnis 1:4
- Line 21: 260 kg/qcm, Mischungsverhältnis 1:5
- Line 22: 607 kg/qcm, Mischungsverhältnis 1:6

**Bottom Section: Temperature Data**

This section is a graph showing the highest (Höchste Temperatur) and lowest (Niedrigste Temperatur) temperatures over time (August to December) for different concrete grades. The graph includes a grid and a shaded area representing the temperature range.

The x-axis represents time, with months labeled: August, September, Oktober, November, and Dezember. The y-axis represents temperature in degrees Celsius, ranging from -5°C to +20°C.

The graph shows that the highest temperature (Höchste Temperatur) is generally between +10°C and +15°C, while the lowest temperature (Niedrigste Temperatur) is generally between 0°C and +5°C. The shaded area represents the temperature range for different concrete grades.

Einfluß von Temperatur, Alter und Mischungsverhältnis auf die erreichten Festigkeitszahlen.

Um dem praktischen Vorgang möglichst nahe zu kommen, sind die in hölzernen Formen hergestellten Körper tunlichst lange in den Formen belassen worden. Die Balken wurden nach dem Ausschalen im Freien in etwa 40 m Abstand vom Bauwerk zwischen Brettern dicht an dicht gelagert, die Würfel sind dortselbst in Sand eingegraben

Der zur Verwendung gelangte Kies war Elbkies, der von Magdeburg und einer oberhalb Magdeburgs gelegenen Stelle stammt. Die angegebenen Gewichtsteile „grob“ und „fein“ sind durch Aussieben mit einem 7 mm-Sieb festgestellt worden. Auch das Gewicht der schwersten vorkommenden Steine wurde bestimmt.

In besonderen Spalten (13 und 17) sind auch die Werte angegeben, mit denen die Würfeldruck-

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
Lfd. Nr. der Versuchsreihe	Zeitpunkt d. Herstellung d. Probekörpers	Bauteile	Mischungsverhältnis d. Betons	Herkunft und Bestandteile des Kieles	Druckfestigkeit des verwendeten Zementes nach 7 bzw. 28 Tagen	Alter der Probekörper	Biegedruckfestigkeit beim Bruch		Anzahl der Würfel 80x80x80 cm³	Würfel-druckfestigkeit beim Bruch		Verhältniszahl $\gamma_g$	Anzahl der Würfel 10x10x10 cm³	Würfel-druckfestigkeit beim Bruch		Verhältniszahl $\gamma_k$	rechnungsmäßig höchste Betondruckspannung	Sicherheitsgrad beim Ausschalen bzw. Ausrüsten, bez. auf d. Bruchfestigk. d. Balken	Bemerkungen
							a	b		a	b			a	b				
							im einzelnen	im Mittel		im einzelnen	im Mittel			im einzelnen	im Mittel				
			Gewichtsteile	kg/cm²	Tg.	kg/cm²	kg/cm²		kg/cm²	kg/cm²			kg/cm²	kg/cm²		kg/cm²			
1	14. Aug. 1912	Pumpenraum	1:3	Magdeburg 15 Tl. grob 85 Tl. fein 100 g schwerster Stein	188 338	8 28	240 247 265 315	243 290	3	179 199 224	201	1,44	—	—	—	—	38	7,7	
2	14. Sept. 1912	Säulen und Unterzüge neben dem Maschinenfundament	1:3	wie vor	161 306 —	9 28 44	168 163 185 203	165	4	91 135 223 234	171	1,08	4	138 139 142 146	141	1,31	30	6,2	
3	16. Sept. 1912	Erdgeschoßdecke und Säulen im Lagerraum	1:3	wie vor	161 306 —	8 28 44	87 91 118 100?	99	4	89 90 127 149	113	0,89?	3	101 122 124	116	0,86?	34	?	
4	18. Sept. 1912	Decke über dem Lagerraum	1:3	wie vor	161 306 —	8 28 43	145 202 204 235	203	4	74 130 156 159	130	1,56	3	115 170 187	157	1,28	38	5,3	
5	27. Sept. 1912	Binder II, III, IV, westlich, von +9,00 m Höhe bis +17,00 m Höhe	1:3	wie vor	161 306 —	8 28 42	160 220 248 243	234	4	76 103 113 137	107	2,19	3	113 118 161	131	1,78	47	5,2	
6	28. Sept. 1912	Binder II, III, IV, östlich, von +9,00 m Höhe bis +19,00 m Höhe	1:3	wie vor	161 306 —	9 28 42	124 100 135 189	117	4	89 116 134 141	120	0,97	—	—	—	—	37	5,1	
7	30. Sept. 1912	Binder II, III, IV, westlich von +17,00 m Höhe bis +19,00 m Höhe	1:3	wie vor	161 306 —	8 28 42	92 101 195 210	96	4	71 137 144 147	125	1,56	—	—	—	—	37	5,7	
8	5. Okt. 1912	Nördliches Giebfeld und Querriegel I	1:3	wie vor	161 306 —	9 28 42	115 225 243 240	234	4	119 156 170 175	155	1,51	3	93 147 157	132	1,77	35	> 6,7	
9	7. Okt. 1912	Querriegel II und Dachplatte II	1:3	wie vor	161 306 —	8 28 42	159 195 214 220	204	4	111 151 160 203	156	1,31	3	122 135 171	142	1,44	40	5,5	
10	8. Okt. 1912	Querriegel III und Dachplatte III	1:3	wie vor	161 306 —	8 28 42	110 120 249 260	115 254	4	105 137 147 189	145	1,75	3	152 158 160	156	1,63	40	> 5,7	
11	16. Okt. 1912	Querriegel IV Dachplatte IV	1:3	Hohenrade/Elbe 26 Tl. grob 74 Tl. fein 175 g schw. Stein	161 306 —	8 28 42	104 214 258 255	236	4	78 88 130 134	107	2,2	2	148 156	152	1,55	40	> 5,9	
12	17. Okt. 1912	Binder V, VI, VII, östl. u. westl., von +9,00 m Höhe bis +15,00 m Höhe	1:3	wie vor	161 306 —	8 28 42	58 93? 175 214	134?	4	94 107 116 130	111	1,21?	3	103 115 124	114	1,17?	42	5,1	Eisen liegen auf die halbe Balkenlänge frei. Bruch am Auflager
13	18. Okt. 1912	Binder V, VI, VII, westlich von +15,00 m Höhe bis +19,00 m Höhe	1:3	wie vor	190 272 —	8 28 42	110 187 189 245	188	4	63 73 80 123	85	2,21	2	105 113	109	1,72	47	5,2	
14	19. Okt. 1912	Binder V, VI, VII, östlich von +15,00 m Höhe bis +19,00 m Höhe	1:3	wie vor	190 272 —	8 28 42	75 188 210 239	190	4	58 62 73 121	78	2,55	1	123		1,62	47	5,1	
15	21. Okt. 1912	Querriegel V und Dachplatte V	1:3	wie vor	190 272 —	8 28 42	94 116 120 208	118	3	95 109 116	107	1,1	—	—	—	—	40	5,2	
16	23. Okt. 1912	Querriegel VI und Dachplatte VI	1:3	wie vor	190 272 —	8 28 42	65 140 154 117?	147	—	—	—	—	—	—	—	—	40	?	



## Fortsetzung.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
Lfd. Nr. der Versuchsreihe	Zeitpunkt d. Herstellung d. Probekörpers	Bauteile	Mischungsverhältnis d. Betons	Herkunft und Bestandteile des Kiesel	Druckfestigkeit des verwendeten Zementes nach 7 bzw. 28 Tagen	Alter der Probekörper	Biegedruckfestigkeit beim Bruch		Anzahl der Würfel $30 \times 30 \times 30 \text{ cm}^3$	Würfel-druckfestigkeit beim Bruch		Verhältnisszahl $\gamma_g$	Anzahl der Würfel $10 \times 10 \times 10 \text{ cm}^3$	Würfel-druckfestigkeit beim Bruch		Verhältnisszahl $\gamma_k$	rechnungsmäßig höchste Betondruckspannung	Sicherheitsgrad beim Ausschalen bzw. Ausrüsten, bez. auf d. Bruchfestigk. d. Balken	Bemerkungen
							a	b		a	b			a	b				
					Gewichtsteile	Tg	im einzelnen	im Mittel		im einzelnen	im Mittel			im einzelnen	im Mittel				
					kg/cm <sup>2</sup>		kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>		kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>			kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>		kg/cm <sup>2</sup>		
17	24. Okt. 1912	Querriegel VII und Dachplatte VII	1:3	wie vor	190 272 —	8 28 42	83 150 154 159		—	—	—	—	—	—	—	—	40	> 4,0	
18	16. Aug. 1912	Decke über dem oberen Schaltraum	1:4	Magdeburg 15 Tl. grob 85 Tl. fein 100 g schwerster Stein	188 338	8 28	155 182 170 185	168 177	3	111 130 139	127	1,39	—	—	—	—	34	> 5,2	
19	29. Aug. 1912	Grundschweller, Binderfüße, Konsolen	1:4	wie vor	188 338	9 28	177 178 239 273	177 256	3	133 134 140	136	1,88	—	—	—	—	35	—	
20	9. Okt. 1912	Tankraumdecke	1:4	wie vor	161 306	8 28	60 80 138 161	70 149	4	106 113 131 156	126	1,18	2	147 158	152	0,98	40	3,7	
21	7. Sept. 1912	Fußboden im Pumpenraum	1:5	wie vor	161 306	9 28	65 75 85 160	75	4	42 50 61 69	55	2,91	1	85		1,88	34	—	
22	31. Aug. 1912	Fußboden im Akkumulatorenraum	1:6	wie vor	188 338	9 30	65? 73? 60? 60?	69? 60?	4	46 58 60 85	62	0,97?	2	82 84	83	0,72?	40	?	Last nicht stoßfrei aufgebracht, Bruch unter der Anfangslast Loslösen der Eisen auf der ganzen Balkenlänge Die Balken waren stark beschädigt Die Ergebnisse sind auszuschalten

festigkeit zu multiplizieren ist, um die erreichte Balkendruckfestigkeit zu erhalten.

Schließlich ist in die Spalte 19 der Sicherheitsgrad aufgenommen worden, der beim Ausschalen bzw. Ausrüsten des betreffenden Bauteils erreicht wurde. Die dabei in Frage kommende und in Rechnung gestellte Festigkeitszahl ist durch fetten Druck gekennzeichnet.

In der Spalte „Bemerkungen“ sind die verschiedenen groben, auch beim Versuch auf der Baustelle in die Augen springenden Mängel angegeben.

Der Einfluß der Temperatur auf die erreichten Festigkeiten ist in der Fig. 4 zu erkennen.

Die Ergebnisse der Versuche zeigen, daß die bei den großen Würfeln erreichten Einzelwerte in allen Reihen mit einer einzigen Ausnahme (Ild. Nr. 19) so große Abweichungen aufweisen, daß die Festigkeitsprüfung geradezu als wertlos bezeichnet werden muß. Der hierin wiederum bewiesene Mangel der Würfeldruckprobe hat im vorliegenden Fall allerdings vielleicht einen Hauptgrund mit in der eingangs genannten Schwierigkeit beim Transport der Würfel zur Prüfungsstelle.

Bei den kleineren Würfeln war der Transport einfacher. Die Ergebnisse sind hier auch einheitlicher; immerhin zeigt etwa die Hälfte der Reihen eine schlechte Übereinstimmung der Einzelwerte. Somit ist dieser Weg des Versuches mit auf der Baustelle hergestellten kleinen Würfeln gleichfalls nicht beschreibbar.

Die Balkenprobe hat wesentlich besser zusammenpassende Einzelwerte geliefert; doch ist auch hier noch manches auszusetzen. So ist kein Grund für die Tatsache zu erkennen, weshalb in der Reihe 3 der 28 Tage alte Balken die nämliche Festigkeit aufweist, wie im Durchschnitt die drei 8 Tage alten Balken. In der Reihe 6 hat der 9 Tage alte Balken sogar eine höhere Festigkeit als die beiden 28 Tage alten Balken im Mittel. In Reihe 16 weist der 42 Tage alte Balken eine geringere Festigkeit auf als die beiden 28 Tage alten Balken. Reihen mit Balken von offensbaren Mängeln sind bei der Aufzählung dieser Widersprüche gar nicht mit in Betracht gezogen worden. Die genannten Umstände lassen im vorliegenden Fall auch die Balkenprobe als nicht gerade zuverlässig erscheinen.

Von den übrigen Ergebnissen sei noch das eine genannt, daß, wie bekannt, im allgemeinen

die Balkendruckprobe größere Festigkeitswerte ergibt als die Würfeldruckprobe; vereinzelt zeigt sich aber auch das Gegenteil. Die bezüglichen Verhältniszahlen schwanken sehr, und zwar bei Ausscheidung zweifelhafter Werte bei den großen Würfeln zwischen 0,97 und 2,91, bei den kleinen zwischen 0,98 und 1,88.

Die Angaben über die erreichten Sicherheitsgrade beim Ausrüsten sind mehr der Vollständigkeit halber gemacht. Sie sollen zeigen, wie die Versuchsergebnisse der einzelnen Reihen verwertet werden können. Soweit der Sicherheitsgrad mit dem Zeichen > versehen ist, bedeutet dies, daß das Ausrüsten später erfolgte, als die durch fetten Druck gekennzeichneten Festigkeitszahlen, die dem Sicherheitsgrade zugrundegelegt wurden, annehmen lassen.

Das Endergebnis der in diesem Falle angestellten Versuche kann, alles in allem genommen, wie folgt, zusammengefaßt werden:

1. Die Betondruckprobe mit auf der Baustelle hergestellten Würfeln scheidet der Unzuverlässigkeit wegen aus.

2. Die Balkenprobe verlangt eine viel zu große Peinlichkeit bei der Herstellung der Probekörper, während der Lagerung und bei der Ausführung der Versuche, als daß sie für die Praxis zu empfehlen wäre, zumal auch die Ergebnisse nicht immer einwandfrei sind.

3. Die erforderliche Prüfung des Betons hat vor der Ausführung des Baues im Laboratorium unter Benutzung der zur Verwendung gelangenden Baustoffe zu geschehen. Die Frage, ob die Prüfung im Laboratorium an Würfeln oder an Balken vorzunehmen ist, bedarf noch der Klärung: der Willkür, die in der Wahl der Abmessungen der Probekörper bei der Würfeldruckprobe liegt, stehen auf der anderen Seite bei der Balkenbiegeprobe die Voraussetzung der Richtigkeit von  $n = 15$  und der Zulässigkeit des Navier'schen Spannungsverteilungsgesetzes gegenüber.

4. Es muß dem ausführenden Ingenieur überlassen bleiben, mit den durch den Laboratoriumsversuch als geeignet erkannten, einzelnen Baustoffen unter Berücksichtigung aller Umstände einen möglichst guten Beton herzustellen und ein zu frühzeitiges Ausrüsten zu verhindern. Die Beachtung der amtlichen Vorschriften und das Studium der einschlägigen wissenschaftlichen Versuche wird in allen Fällen vor Fehlern schützen.

## DIE FESTHALLE IN Breslau.

Von

Dr.-Ing. Trauer, Stadtbauinspektor in Breslau,  
und Dr.-Ing. Gehler, Direktor der Firma Dyckerhoff & Widmann, A.-G. in Dresden.

(Fortsetzung von S. 66.)

## 2. Einwirkung der Kräfte in der Ausgleichsebene.

In der Ausgleichsebene ist der Hauptbogen ein ebener eingespannter Stabbogen, der von den Kräften  $R = 0,835 P$ , ferner von Wärmeänderungen und von einer wagerechten Windkraft im Scheitel  $W = 56 t$  beansprucht wird, er ist also ein 3fach statisch unbestimmtes System.

### a) Eigengewicht.

Die Untersuchung ist zunächst graphisch in üblicher Weise mittels Biegelinien und Verschiebungsplänen durchgeführt worden, sodann noch von der Firma analytisch nach der allgemeinen

$X_a = -1$  mt mit Hilfe der Gewichte  $w = \frac{M s}{J}$  eine Biegelinie, aus dieser dann den Verschiebungsplan und bestimmt durch dessen Schlußlinie  $\varphi_i$  sowie den Ersatzstab  $s_i$  die Größe der starren Scheibe. Es ergibt sich, daß  $X_c$  im Abstände von 1,75 m unter der Scheitelmittle angreift. Für  $X_c = -1 t$  wird nun mit  $M = -y$  und den Gewichten  $w = -\frac{y s}{J}$  eine Biegelinie gezeichnet, deren Schlußlinien einander parallel sein müssen. In der folgenden Übersicht sind die Werte  $J$ ,  $\frac{M}{J}$  und  $w$  für  $X_a = -1$  mt,  $X_b = -1 t$ ,  $X_c = -1 t$  eingetragen.

Punkt	$X_a = -1 \text{ mt}$				$X_b = -1 \text{ t}$			$X_c = -1 \text{ t}$		
	$J_b$	$M_a$	$\frac{M_a}{J_b}$	$w_a$	$M_b$	$\frac{M_b}{J_b}$	$w_b$	$M_c$	$\frac{M_c}{J_b}$	$w_c$
	$\text{m}^4$	mt	$\text{t/m}^3$	$\text{t/m}^2$	mt	$\text{t/m}^3$	$\text{t/m}^2$	mt	$\text{t/m}^3$	$\text{t/m}^2$
0	33,9130	— 1,000	— 0,0295	— 0,305	— 11,47	— 0,338	— 2,54	— 21,605	— 0,64	— 5,93
1	10,9853	”	— 0,0911	— 0,624	— 7,28	— 0,664	— 3,28	— 18,775	— 1,71	— 10,50
2	4,6114	”	— 0,2170	— 1,020	— 4,40	— 0,955	— 3,21	— 15,960	— 3,47	— 14,45
3	2,9837	”	— 0,3349	— 1,659	— 2,32	— 0,778	— 2,06	— 12,980	— 4,35	— 18,15
4	1,7572	”	— 0,5690		— 0,60	— 0,342	— 0,21	— 9,795	— 5,56	
5	1,1388	”	— 0,8785	— 2,543	+ 0,72	+ 0,642	+ 0,73	— 6,575	— 4,90	— 18,45
6	0,8950	”	— 1,1170	— 3,352	+ 1,50	+ 1,680	+ 3,89	— 3,305	— 3,67	— 14,40
7	0,7250	”	— 1,3730	— 4,1170	+ 1,75	+ 2,410	+ 6,74	— 0,000	— 0,00	— 6,05

Elastizitätstheorie mit Aufzeichnung der Einflußlinien der statisch unbestimmten Größen (siehe Mehrstens, Vorlesungen über Ingenieurwissenschaften, Band III, S. 295, und Gehler, Ermittlung der Spannungen in steinernen Brücken nach der Elastizitätstheorie). Beide Verfahren haben sehr gute Übereinstimmung ergeben. Außer den Kräften  $R$  wirken in den Gelenkpunkten 4 = b und 6 = a noch Auflagerdrücke infolge der Abweichung der oberen Strebenbinderkämpferkräfte von der Normalen zur Ausgleichsebene, und zwar in 4 von +10,5 t, in 6 von  $\pm 0 t$  (zufällig). Nach dem graphischen Verfahren mit Hilfe der Verschiebungspläne führt man im Scheitel einen senkrechten Schnitt, schließt an die beiden Kragträgerenden starre Scheiben an und läßt an diesen die Bogenkraft  $X_c$  in solcher Höhe angreifen, daß sie keine Verbiegung des Mittelquerschnittes ergibt (s. Fig. 15). Man zeichnet zunächst für das Moment

Mit den Lasten  $R$  und den aus Fig. 15 entnommenen Werten  $\delta'_{ma} = 3000 \delta_{ma}$  und  $\delta'_{mc} = 2000 \delta_{mc}$  erhält man die folgenden Produkte  $R \delta$ :

Punkt	$R_m$ t	$\delta'_{ma}$ mm	$R_m \delta'_{ma}$ tmm	$\delta'_{mc}$ mm	$R_m \delta'_{mc}$ tmm
0'	194,0	0,3	58	1,0	194
1'	88,0	2,5	220	10,0	880
2	197,0	4,7	925	21,4	4 215
2'	58,3	7,5	438	33,8	1 972
3'	42,4	21,0	889	72,7	3 075
4	178,8	32,8	5 860	100,7	18 000
4'	46,2	45,8	2 115	12,0	5 760
5'	29,6	89,9	2 660	176,4	5 225
6	152,0	120,8	18 360	195,7	29 700
6'	21,3	156,8	3 340	207,4	4 420

$$\sum R_m \delta_m = \begin{array}{|c|c|} \hline 34\,865 & 73\,441 \\ \hline 11,622 & 36,720 \\ \hline \end{array}$$

Mit

$$\delta_{aa} = \frac{54,1}{3000} : 1,75 \text{ m} = 0,01031 \text{ mm/m}$$

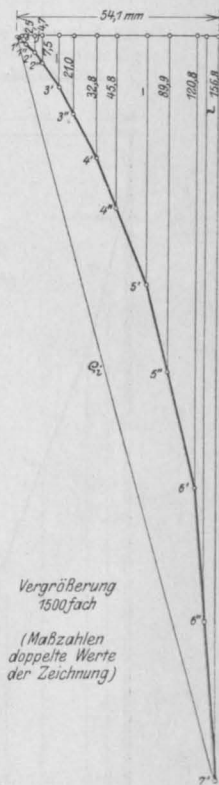
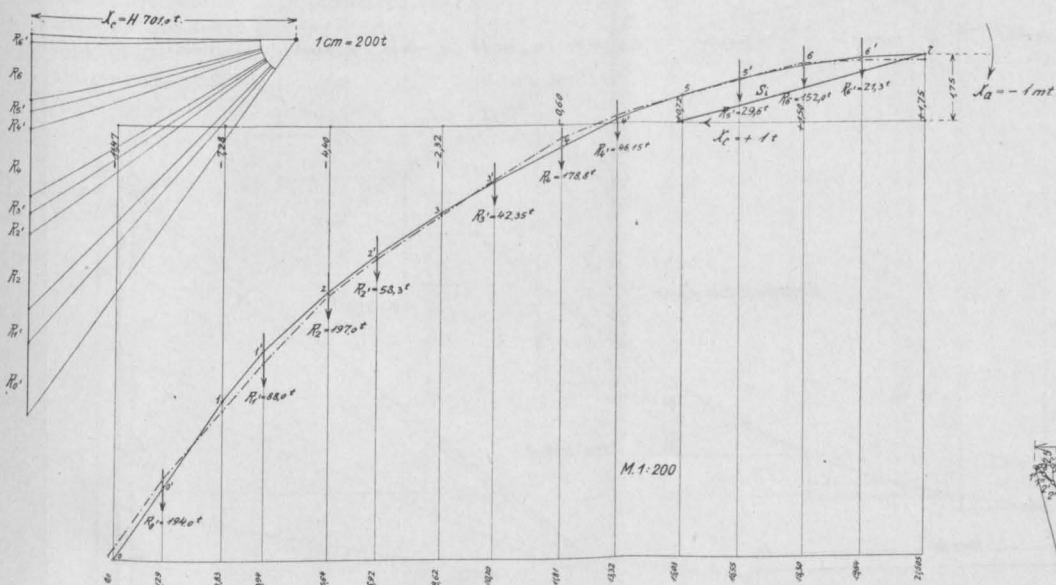
und

$$d_{cc} = \frac{104,8}{2000} = 0,0524 \text{ mm}$$

wird

$$X_a = \frac{\sum R_m d_{ma}}{d_{aa}} = \frac{11,622}{0,01031} = 1127 \text{ mt,}$$

$$X_c = \frac{\sum R_m \vartheta_{mc}}{\vartheta_{cc}} = \frac{36,720}{0,0524} = 701 \text{ t.}$$



Vergrößerung  
1500fach  
(Maßzahlen  
doppelte Werte  
der Zeichnung)

Fig. 15 a.

Biegelinie und Verschiebungsplan  
für  $X_a = -1$ .





Die Wärmebogenkraft ergibt sich zu

$$X_{ct} = \pm \frac{\epsilon t l}{\sigma_{cc}} = \pm \frac{0,000\,012 \cdot 7,5 \cdot 21\,605}{0,0524} = \pm 37,0 \text{ t.}$$

dann eine gegenseitige senkrechte Verschiebung der Scheitelpunkte, aber keine gegenseitige waghrechte Verschiebung und keine gegenseitige Verdrehung. Es tritt also nur die eine statisch un-

Durch Projektion auf die Stabachsen erhält man die Stabkräfte  $S_t$ , durch Multiplikation mit  $y$  die Momente  $M_t$ ; die Werte sind in der Übersicht auf Seite 154 eingetragen.

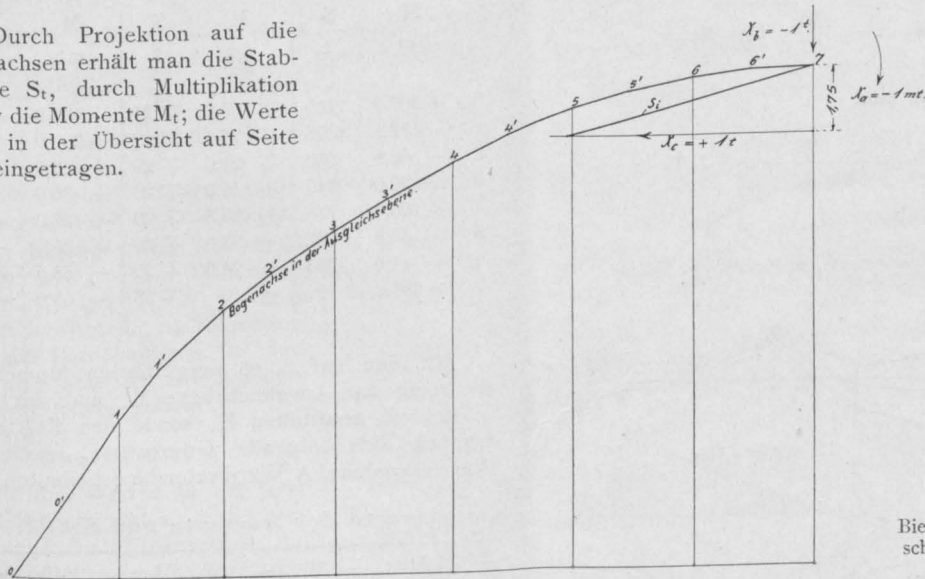
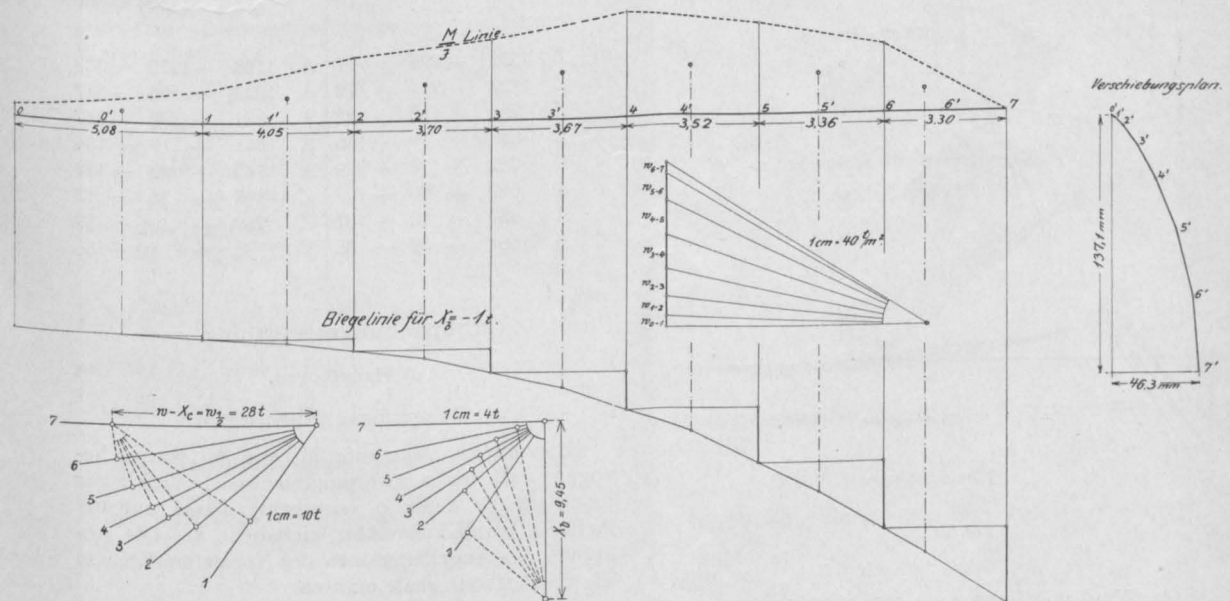


Fig. 16.

Biegelinie und Verschiebungsplan für  $X_b = -1$ .



### c) Windkräfte.

Der Winddruck auf eine Kuppelhälfte beträgt  $W = 56 \text{ t}$ . Es ist die ungünstige Annahme gemacht worden, daß diese Kraft in voller Höhe im Bogenscheitel in den Hauptbogen geleitet wird. Man läßt nun je die Hälfte, also  $28 \text{ t}$ , am linken und am rechten Kragarme angreifen, sie ergeben

bekannte Größe  $X_b$ , die Querkraft, auf. Mit den in der Übersicht auf S. 150 eingetragenen Werten  $w$  ist die Biegelinie und aus dieser der Verschiebungsplan gezeichnet worden, aus dem  $\sigma_{wb} = \sigma_{bw} = 46,3 : 200 = 0,2315 \text{ mm}$ ,  $\sigma_{bb} = 2 \cdot 137,1 : 200 = 1,371 \text{ mm}$  sich ergibt (s. Fig. 16). Damit wird

$$X_{l,w} = \frac{W \vartheta_{wb}}{\vartheta_{bb}} = \frac{56 \cdot 0,2315}{1,371} = 9,45 \text{ t.}$$

Das Windmoment für einen Bogenpunkt  $m$  ist

$$M_w = -\frac{W}{2} y_0 + X_{bw} x,$$

die Stabkräfte sind

$$S_w = +\frac{W}{2} \cos \alpha + X_b \sin \alpha,$$

Biegemomente in der Ausgleichsebene.

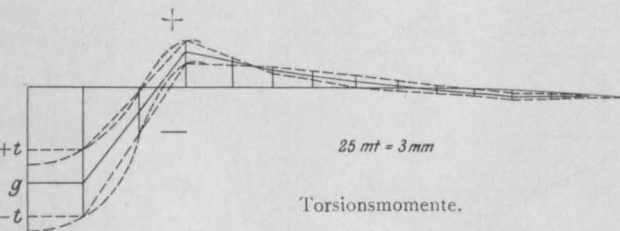
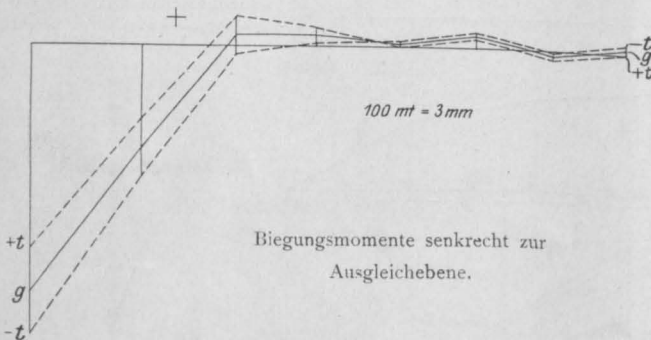
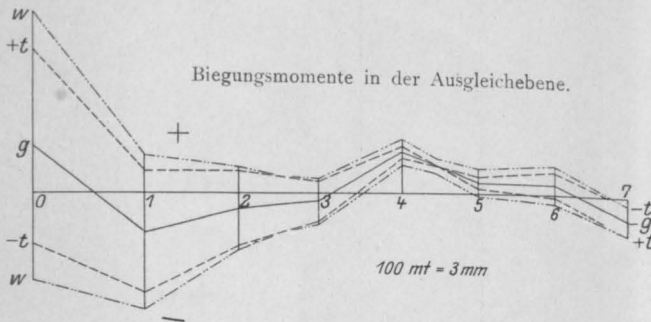


Fig. 17.

für Wind von links nach rechts verringern sie auf der linken Bogenhälfte die Stabkräfte. Bogenkräfte und Momente sind in folgender Übersicht eingetragen.

#### d) Zusammenfassung.

Die Einzelmomente sind in folgende Übersicht eingetragen und in Fig. 17 dargestellt.

Momente in der Ausgleichsebene.

Punkt	Eigengewicht		Wind		Wärmezunahme	
	M mt	S t	M mt	S t	M mt	S t
0	+207,0	1230	± 166,0	± 21	+424,0	+21
1	-172,5	1075	± 75,5	± 23	+269,0	+29
2	-62,5	880	± 21,0	± 27	+163,0	+32
3	-39,0	845	± 9,0	± 29	+86,0	+33
4	+180,0	746	± 26,5	± 29	+22,0	+35
5	+47,5	732	± 33,0	± 29	-26,5	+36
6	+41,0	703	± 24,0	± 29	-55,5	+37
7	-101,0	701	± 0	(± 28)	-65,0	+37

Mit den auf S. 66 aufgeführten Momenten senkrecht zur Ausgleichsebene  $M_a$  und mit den vorstehend ermittelten  $M_b$  sowie den Kräften  $S$  ergeben sich folgende Grenzwerte, wobei  $Z$  Wärmezunahme,  $A$  Wärmeabnahme bedeuten.

Grenzwerte der Momente und Stabkräfte.

Punkt		Max. + Min. —			Max. — Min. +			
		S t	M <sub>a</sub> mt	M <sub>b</sub> mt	S t	M <sub>a</sub> mt	M <sub>b</sub> mt	
0	Z	1272	— 895	+ 797	A	1188	— 1272	— 383
1	Z	1127	— 314	+ 172	A	1023	— 576	— 517
2	Z	939	+ 132	+ 122	A	821	— 32	— 247
3	Z	849	+ 79	+ 56	A	841	+ 7	— 134
4	Z	752	+ 2	+ 229	A	740	+ 22	+ 132
5	A	667	+ 60	+ 107	Z	797	+ 36	— 12
6	A	637	— 12	+ 121	Z	769	— 40	— 39
7	A *)	664	+ 32	— 36	Z *)	738	+ 4	— 166

### 3. Spannungsermittlung.

#### a) Hauptbogen.

#### e) Biegungsspannungen.

Sowohl die Momente  $M_b$  wie  $M_a$  waren bezogen auf die Schwerpunktsachsen, und zwar jenes auf die Achse  $b$  senkrecht, dieses auf die Achse  $a$  parallel zur Ausgleichsebene  $a_0$ . Die Abstände des Angriffspunktes der Normalkraft  $S$  von diesen Achsen erhält man zu

$$a = \frac{M_b}{S}, \quad b = \frac{M_a}{S}.$$

Sind nun  $x_a$  und  $y_a$  die Koordinaten dieses Angriffspunktes bezogen auf die Hauptachsen des

\*) Im Scheitelquerschnitt fällt die Stabkraft aus Winddruck fort.

Querschnittes, so sind die Achsabschnitte der Nullinie

$$x_n = -\frac{J_y}{F x_a}, \quad y_n = -\frac{J_x}{F y_a},$$

bezeichnen endlich  $x$  und  $y$  die Koordinaten eines beliebigen Punktes in bezug auf die Hauptachsen, so ist die Spannung in diesem Punkte

$$\sigma = \frac{S}{F} + \frac{S x_a x}{J_y} + \frac{S y_a y}{J_x}.$$

Für die acht Querschnitte 0 bis 7 sind die Spannungen für die 3 Zustände

- a) Eigengewicht, Wärmezunahme, Wind,
- b) " " Wärmeabnahme, " "
- c) " " allein

ermittelt worden. Im folgenden sind die Berechnungen für den Kämpfer- und den Scheitelquerschnitt wiedergegeben.

#### Querschnitt 0.

Zu den Werten in der letzten Übersicht tritt noch die Einwirkung der Pfostenkraft  $K_0$  (s. S. 66), welche eine Stabkraft  $K_0 = 183 \text{ t}$  und ein Moment  $M_b' = -183 \cdot 0,41 = -75 \text{ mt}$  ergibt, so daß man folgende Werte erhält:

Fall a).

$$M_a = -895 \text{ mt},$$

$$M_b = +772 \text{ mt},$$

$$S = 1455 \text{ t},$$

$$a = \frac{M_b}{S} = \frac{772}{1455} = 0,496,$$

$$b = \frac{M_a}{S} = -\frac{895}{1455} = -0,615;$$

aus der Fig. 18 ergibt sich

$$x_a = -0,74, \quad y_a = -0,31.$$

Für die Nullinie ergibt sich

$$x_n = -\frac{J_y}{F x_a} = -\frac{27,20}{22,05 (-0,74)} = +1,67,$$

$$y_n = -\frac{J_x}{F y_a} = -\frac{59,20}{22,05 (-0,31)} = +8,65.$$

Die Maximaldruckspannung tritt im Eckpunkte  $C_0$  ( $x = -2,98, y = +1,04$ ) auf mit

$$\sigma = \frac{1455}{22,05} + \frac{1455 (-0,74) (-2,98)}{27,20} + \frac{1455 (-0,31) 1,04}{59,20}$$

$$= +65,9 + 118,0 - 7,9$$

$$= -176,0 \text{ t/qm.}$$

Die Maximalzugspannung tritt in  $B_0$  ( $x = +1,41, y = +3,68$ ) auf mit

$$\sigma = \frac{1455}{22,05} + \frac{1455 (-0,74) 1,41}{27,20} + \frac{1455 (-0,31) 3,68}{59,20}$$

$$= +65,9 - 55,7 - 28,1$$

$$= -17,9 \text{ t/qm.}$$

Fall b).

$$M_a = -1272 \text{ mt}, \quad M_b = -458 \text{ mt}, \quad S = 1371 \text{ t},$$

$$a = -0,334, \quad b = -0,927,$$

$$x_b = -0,16, \quad y_b = -0,97,$$

$$x_n = +7,71, \quad y_n = +2,78.$$

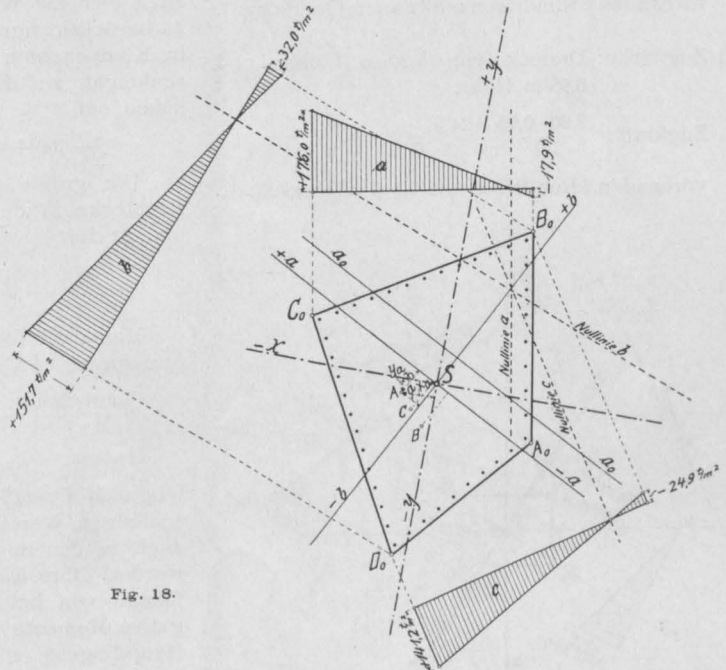


Fig. 18.

Maximaldruckspannung in  $D_0$  ( $x = -0,25, y = -3,89$ )

$$\sigma = +151,7 \text{ t/qm.}$$

Maximalzugspannung in  $B_0$  ( $x = +1,41, y = +3,68$ )

$$\sigma = -9,1 \text{ t/qm.}$$

Fall c).

$$M_a = -1084 \text{ mt}, \quad M_b = +132 \text{ mt}, \quad S = 1413 \text{ t},$$

$$a = +0,093, \quad b = -0,767,$$

$$x_c = -0,44, \quad y_c = -0,64,$$

$$x_n = +2,81, \quad y_n = +4,19.$$

$$\sigma_D = +141,2 \text{ t/qm}, \quad \sigma_B = -24,9 \text{ t/qm.}$$



Der Querschnitt ist bewehrt mit Rundeisen von 30 mm  $\varnothing$  in rd. 0,55 m Abstand, der erforderliche und der vorhandene Eisenquerschnitt betragen für die drei Fälle

- a) Zugfläche: Trapez von i. M. 4,70 m Länge und 0,47 m Höhe,

$$\text{Zugkraft: } 4,70 \cdot 0,47 \cdot \frac{17,9}{2} = 19,8 \text{ t,}$$

vorhanden 9 Rundeisen mit 63,6 qcm Querschnitt,

- b) Zugfläche: Dreieck von 1,90 m Länge und 1,35 m Höhe,

$$\text{Zugkraft: } \frac{1,90 \cdot 1,35}{2} \cdot \frac{32,0}{3} = 13,6 \text{ t,}$$

vorhanden 6 Rundeisen mit 42,4 qcm Querschnitt,

- c) Zugfläche: Dreieck von 2,20 m Länge und 0,95 m Höhe,

$$\text{Zugkraft: } \frac{2,20 \cdot 0,95}{2} \cdot \frac{24,9}{3} = 8,7 \text{ t,}$$

vorhanden 6 Rundeisen mit 42,4 qcm Querschnitt.

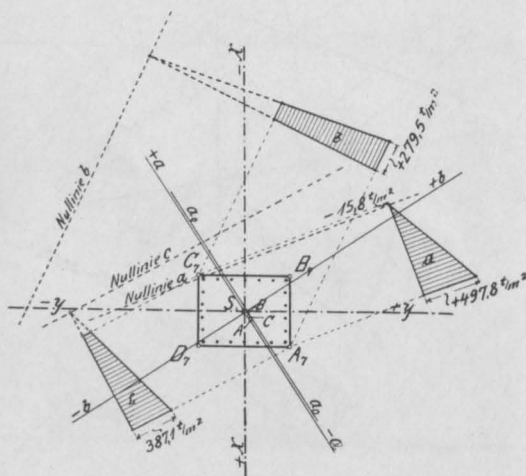


Fig. 19.

### Querschnitt 7.

Fall a).

$$M_a = +4 \text{ mt, } M_b = -166 \text{ mt, } S = 738 \text{ t,}$$

$$a = -0,225, \quad b = +0,005,$$

$$x_a = +0,18, \quad y_a = +0,12,$$

$$x_n = -1,09, \quad y_n = -2,78.$$

$$\sigma_A = +497,8 \text{ t/qm, } \sigma_C = -15,8 \text{ t/qm.}$$

Fall b).

$$M_a = +32 \text{ mt, } M_b = -36,0 \text{ mt, } S = 664 \text{ t,}$$

$$\sigma_A = +279,5 \text{ t/qm, } \sigma_C = +154,5 \text{ t/qm.}$$

Fall c).

$$M_a = +18 \text{ mt, } M_b = -101 \text{ mt, } S = 701 \text{ t,}$$

$$\sigma_A = +387,1 \text{ t/qm, } \sigma_C = +70,9 \text{ t/qm.}$$

Der Querschnitt ist bewehrt mit 22 Rundeisen von 20 mm  $\varnothing$ , in den Ecken 30 mm  $\varnothing$ , so daß für die geringe Zugkraft eine sehr reichliche Bewehrung vorhanden ist (s. Fig. 19).

### $\beta$ ) Torsionsspannungen.

Die auf S. 65 ermittelten Torsionsmomente sind in Fig. 17 aufgetragen worden, wobei das Vieleck durch eine durch dessen Ecken gehende Kurve ausgeglichen wurde. Im Querschnitt O sind wie bei den Biegemomenten (s. S. 66) auch hier die Wirkungen der Lasten  $P_o$  und  $K_o$  zu berücksichtigen, welche nach ihrer Zerlegung in Komponenten in der Querschnittsebene und senkrecht zu dieser das Torsionsmoment erhöhen auf

$$-160 + 49 - 51 - 146 = -308 \text{ tm.}$$

Die größte Schubspannung tritt bei einem Rechtecke in der Mitte der längeren Seite auf und ist dort

$$\tau = \frac{9 M_d}{2 b^2 h}.$$

Man erhält folgende Werte für die am stärksten beanspruchten Querschnitte

Querschnitt	0	1	2	6
$M_d$	-308	-65	+50	-15 mt,
$\tau_{\max}$	17,3	8,8	11,1	12,4 t/qm.

Obgleich diese Schubspannungen weit unter dem zulässigen Werte von 4,5 kg/qcm liegen, so sind doch in den Bogenflächen Schrägeisen eingelegt worden. Ihre Richtung ist in der Ansichtsfläche fallend von links oben nach rechts unten für negative Momente (s. Fig. 20). Die Bewehrung des Hauptbogens ist in Fig. 21 dargestellt, die Eiseneinlagen sind mit Granitfeinschotterbeton 1:3:3 umhüllt, die Kernteile aus Grobschotterbeton verschiedener Mischung von 1:6:8 bis 1:3:3 je nach den auftretenden Beanspruchungen hergestellt.

### b) Strebenbinder.

Auf S. 63 sind die Kräfte  $X_a$  und  $X_b$  zu 150,6 t und 154,2 t aus Eigengewicht, zu 0,4 t und 11,9 t aus Wärmeänderung um  $+7,5^\circ$ , zusammen also zu 151,0 t und 166,1 t ermittelt worden. Diesen in den Normalen zur Ausgleichsebene wirkenden Kräften entsprechen obere Kämpferkräfte von  $K_a^o = 156 \text{ t}$  und  $K_b^o = 172 \text{ t}$ , durch das Hinzutreten der Lasten der Strebenbinder und der Apsidenaufbauten ergeben sich untere Kämpferkräfte  $K_a^u = 220 \text{ t}$  und  $K_b^u = 225 \text{ t}$  (s. Fig. 13 für Binder II). Es war jedoch verlangt, daß die Strebenbinder auch



dann noch nicht überbeansprucht werden sollten, wenn durch unvorhergesehene Ereignisse die vollkommene Einspannung der Hauptbogen in den kräftigen Eckpfeilern vermindert oder durch stärkere Rissebildung sogar vollkommen aufgehoben sein

ergeben die größten Kräfte und Momente in den Strebenbindern.

Im Strebenbinder I wird der ungünstigste Querschnitt II—II (s. Fig. 22) durch eine Kraft  $P = 234 \text{ t}$  in  $0,17 \text{ m}$  Abstand von der inneren Laibung

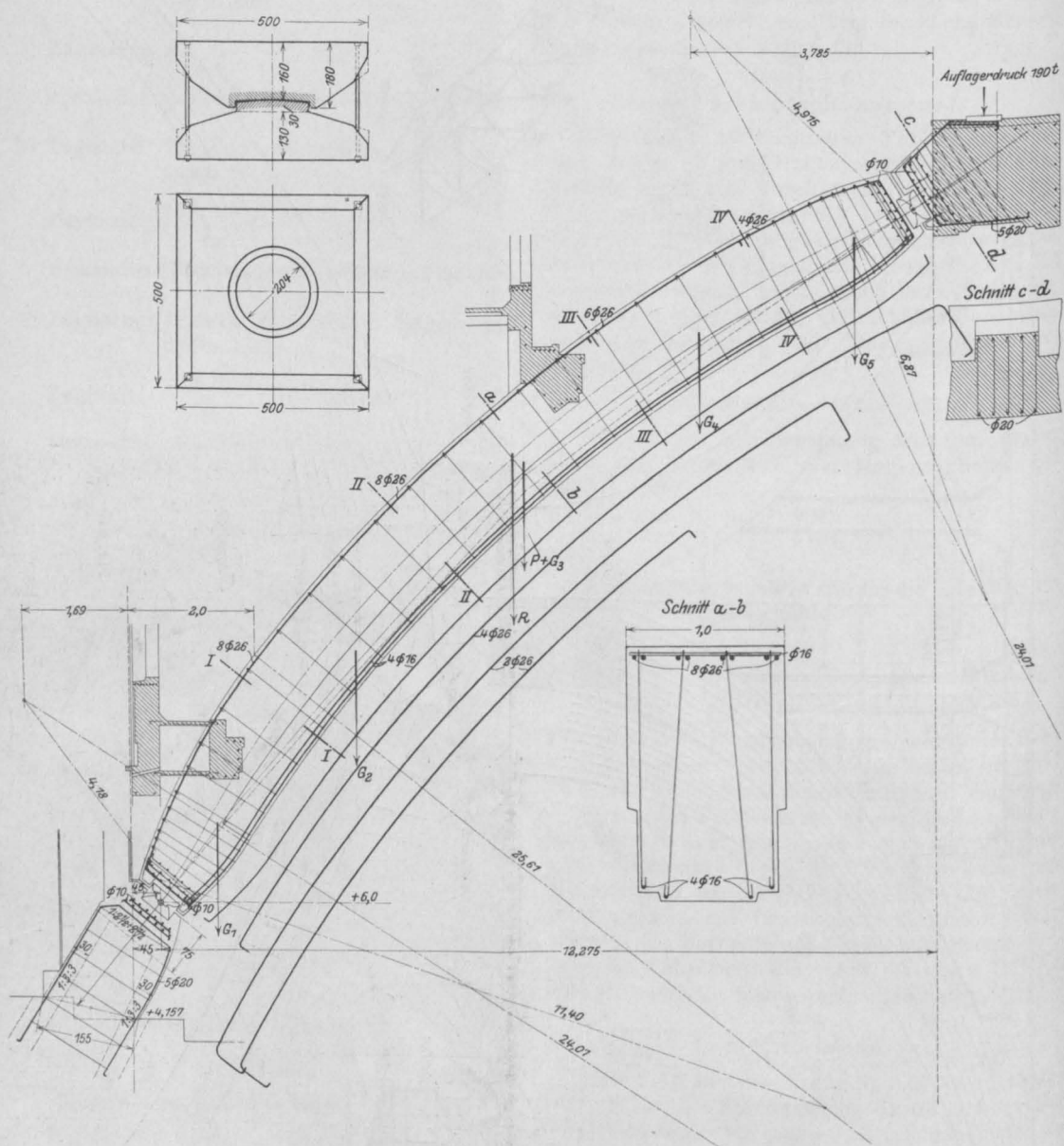


Fig. 22.

sollte. Die Strebenbinderkräfte ergeben sich dann angenähert durch Bildung der statischen Momente dieser sowie der Hauptbogengewichte in bezug auf das neu gebildete Kämpfergelenk des Hauptbogens, sie betragen  $K_{a'0'} = 190 \text{ t}$ ,  $K_{b'0'} = 206 \text{ t}$  und

beansprucht, der Querschnitt besitzt eine Druckbewehrung von 4 Rundeisen von  $16 \text{ mm } \varnothing = 8,04 \text{ qcm}$  und eine Zugbewehrung von 8 Stück von  $26 \text{ mm } \varnothing = 42,5 \text{ qcm}$ . Nach der genauen Berechnung unter Berücksichtigung der Doppel-

bewehrung ergeben sich die Beanspruchungen zu

$$\sigma_b = 60,5 \text{ kg/qcm Druck,}$$

$$\sigma_e' = 880 \quad " \quad "$$

$$\sigma_e = 605 \quad " \quad \text{Zug.}$$

Im Strebenbinder II beträgt die größte Kraft

im unteren Bande 5 Eisen von 28 mm  $\varnothing = 30,8$  qcm; im oberen 7 Stück von 28 mm  $\varnothing = 43,1$  qcm vorhanden.

Die Strebenbinder sind an den Hauptbogen und an den Apsidenpfeilern mit Stahlgußkugellagern angeschlossen, deren obere für 200 t, deren untere für 250 t Druck berechnet worden sind und bei 100 kg/qcm zulässiger Betonbeanspruchung Abmessungen von 45·45 cm und 50·50 cm besitzen. Die Beanspruchung in den Kugelflächen beträgt nach Hertz

$$\sigma = \frac{3}{2\pi} \sqrt[3]{\frac{1}{A} \left( \frac{3}{2} \cdot \frac{1}{\frac{r_1}{E_1} + \frac{r_2}{E_2}} \right)^2}$$

Mit  $r_1 = 150$  cm,  $r_2 = 190$  cm,  $E_1 = E_2 = 2200$  t/qcm und  $A = 250$  t wird

$$\sigma = 5,28 \text{ t/qcm,}$$

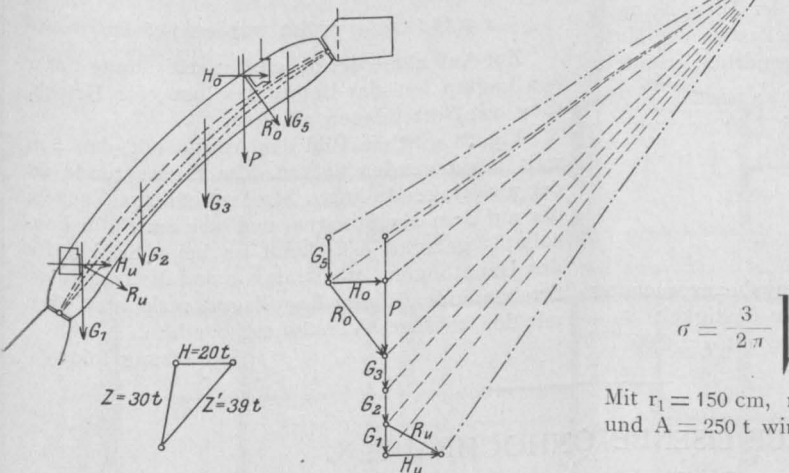


Fig. 23.

240 t in 0,18 m Abstand, der Querschnitt ist bewehrt mit 4 Druckeisen von 16 mm  $\varnothing = 8,04$  qcm und 9 Zug-eisen von 30 mm  $\varnothing = 63,6$  qcm, die Beanspruchungen betragen

$$\sigma_b = 54,8 \text{ kg/qcm Druck,}$$

$$\sigma_e' = 782 \quad " \quad "$$

$$\sigma_e = 392 \quad " \quad \text{Zug.}$$

Es ist somit eine sehr reichliche Zugbewehrung in diesen besonders wichtigen Gliedern vorgesehen, der Beton ist ein Granitfeinschotterbeton 1:3:3 von sehr großer Festigkeit.

Die Versteifungsbänder der Strebenbinder haben Eiseneinlagen von solcher Größe erhalten, daß sie bei den elastischen Verbiegungen der Strebenbinder nach außen infolge der Exzentrizität der Stützlinie keinesfalls reißen können. Die in den vieleckigen Bändern auftretenden Zugkräfte können nun höchstens so groß werden, daß ihre Komponente im Knickpunkte in der Binderebene die Stützlinie bis etwa in die Binderachse drückt (s. Fig. 23). Hierzu sind wagerechte Kräfte von etwa 20 t nötig, womit in den vieleckigen Versteifungsbändern Zugkräfte von 30 bis 40 t auftreten. Außer der für Eigengewicht erforderlichen Bewehrung sind zur Aufnahme dieser Zugkräfte

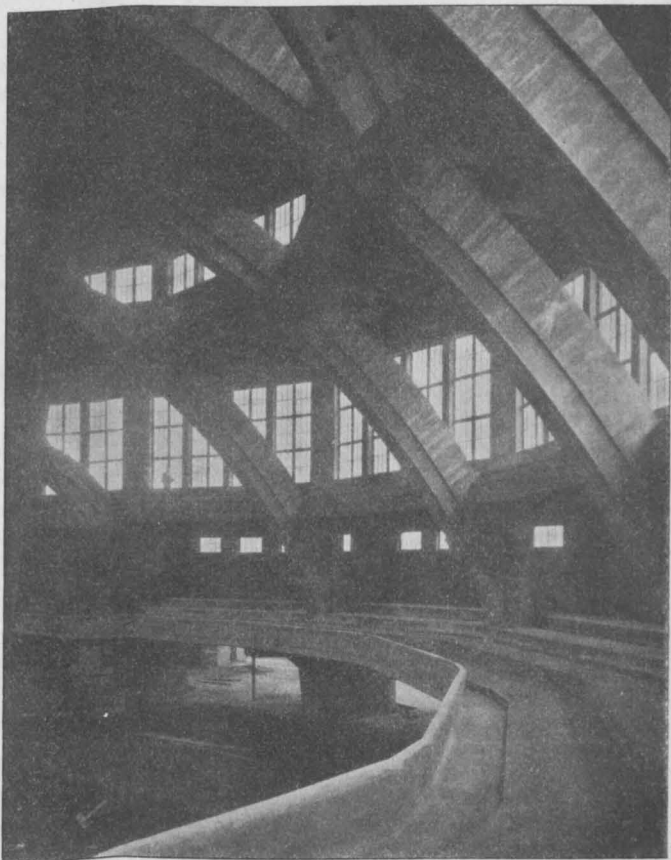


Fig. 24.



während die zulässige Grenze etwa 6 beträgt; die Berührungsfläche ist ein Kreis vom Durchmesser

$$d = \sqrt{\frac{A \cdot 4}{\sigma \cdot \pi}} = 7,8 \text{ cm.}$$

Die Höhe der Lagerteile in der Mitte ist nach der Formel für Platten mit Einzellast in der Mitte und gleichmäßig verteiltem Gegendruck ermittelt.

$$\sigma_{\max} = 1,5 \varphi \frac{ab}{a^2 + b^2} \cdot \frac{A}{s^2},$$

für  $a = b$  wird

$$\sigma_{\max} = 0,75 \varphi \frac{A}{s^2}$$

setzt man als zulässige Biegungsbeanspruchung des Stahles (von 4,8 bis 5,8 t/qcm Festigkeit)  $\sigma_{\max} = 1,500 \text{ t/qcm}$ , so wird die Stärke mit  $\varphi = 2,00$

$$s = \sqrt{\frac{1,50 \cdot 250}{1,500}} = 15,8 \text{ cm,}$$

gewählt wurden 16 cm in dem mittleren 28,4 · 28,4 cm großen Teile. Für die oberen Lager ergibt sich

$$s = 14,1 \text{ cm, gewählt wurden 14,5 cm.}$$

Zur Aufnahme der hohen Betonspannung unter den Lagern hat der Beton daselbst eine Bewehrung mit Netzeinlagen erhalten.

Fig. 24 gibt ein Bild der Apside mit den 5 m weit auskragenden Balken. Im Hintergrunde ist der nichttragende kurze Strebenbinder zu sehen, der auf dem Hauptbogen und seinem Fuße konsolartig gelagert ist, damit er keine Stützkkräfte des Hauptbogens erhält; davor sind die tragenden Strebenbinder, deren Kugellager verkleidet sind, mit den kräftigen Versteifungsbändern.

(Fortsetzung folgt.)

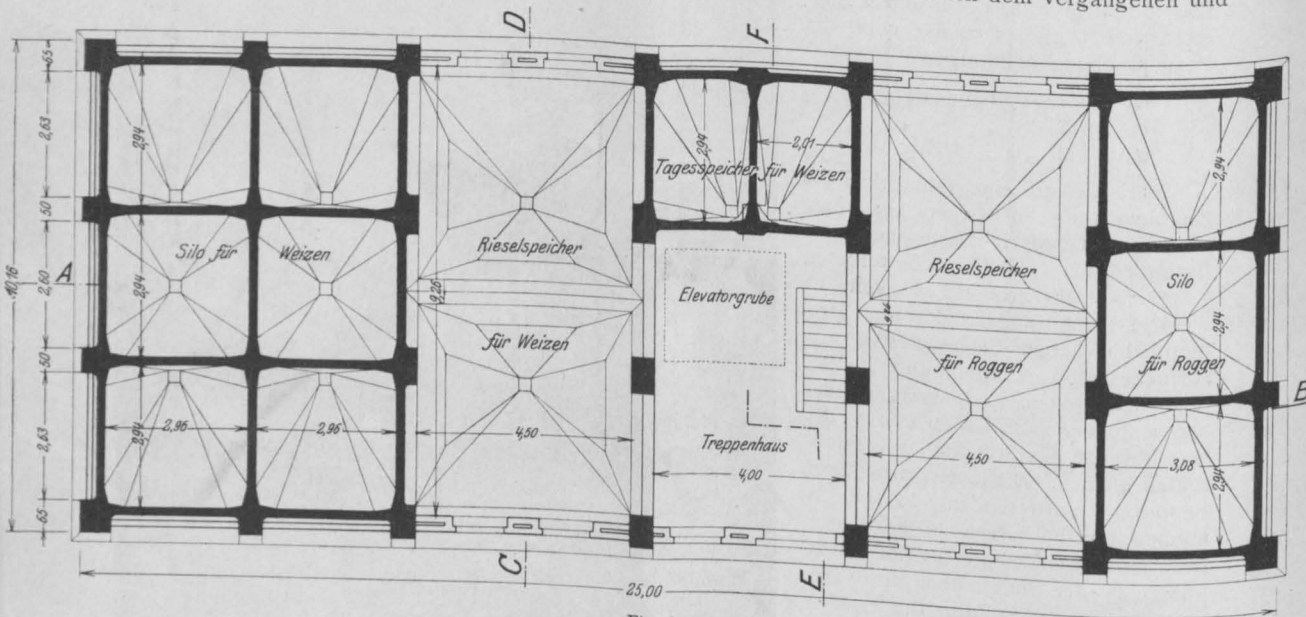
## NEUE EISENBETONHOCHBAUTEN.

Besprochen von Dr.-Ing. Henri Marcus (Berlin-Wilmersdorf).

Die Entwicklung des Eisenbetons ist in den letzten Jahren weniger durch die Gewinnung neuerer Konstruktionsformen als durch die Aus-

manchen neueren Ausführungen ein wesentlicher Fortschritt zu erkennen.

Ein Vergleich zwischen dem vergangenen und



tiven Gliederung moderner Bauten einen merklichen Einfluß ausübt. Das Bestreben, durch die außergewöhnliche Kühnheit der Abmessungen die bedeutende Tragfähigkeit und die Wirtschaftlichkeit des Baustoffes in einem auffallend günstigen Lichte erscheinen zu lassen, tritt heute in dem konstruktiven Gefüge weit weniger in den Vorder-

zwischen Spannung und Belastung ist man zu Konstruktionen, die weder zu kühn, noch zu schwerfällig erscheinen, und bei denen Sicherheit mit Zweckmäßigkeit eng miteinander verknüpft sind, gelangt. In dieser vollkommenen Verbindung statischer und wirtschaftlicher Vorteile besteht ein bedeutender Fortschritt, der am deutlichsten den

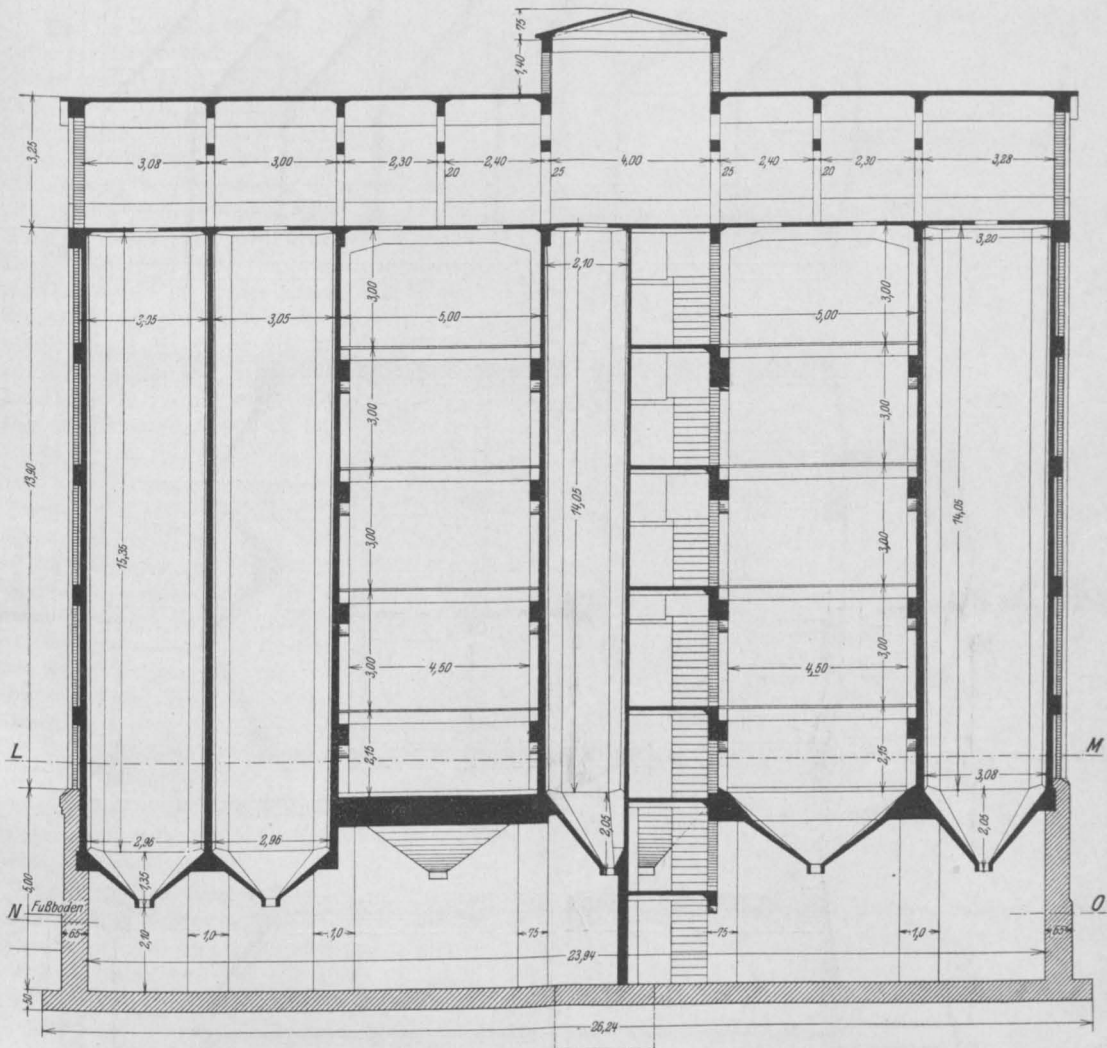


Fig. 2. Längenschnitt A—B.

grund. Andererseits hat die Erkenntnis, daß die Festigkeit des Tragwerks nicht nur von der Menge, sondern auch von der Verteilungsart des Baustoffes abhängig ist, zu einer vorsichtigeren Schätzung der Sicherheit übermäßig starker Abmessungen geführt. Durch eine eingehende wissenschaftliche Erforschung aller Wechselbeziehungen

hohen Stand der Eisenbetonbauweise zu kennzeichnen gestattet.

Um die Bedeutung des Fortschrittes zu beleuchten, wird im folgenden über einige neuere Ausführungen berichtet. Die Konstruktionsformen gehören zu den gebräuchlichsten im Eisenbetonbau, ihre Durchbildung ist aber in allen Einzel-

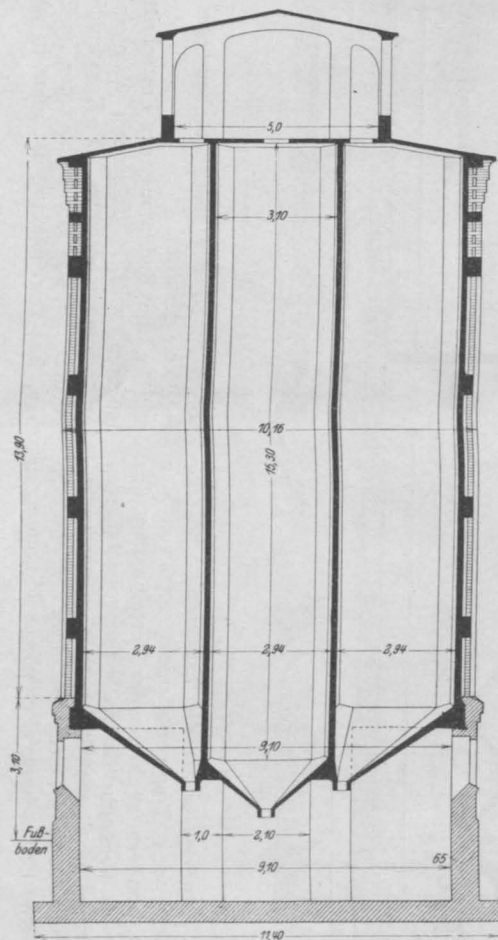


Fig. 3a.

Querschnitt durch die Silozellen.

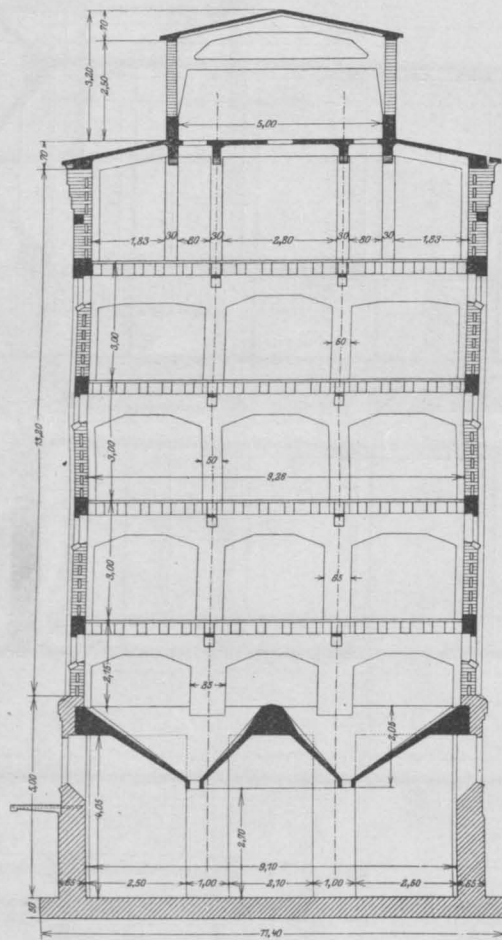


Fig. 3b.

Querschnitt C-D.

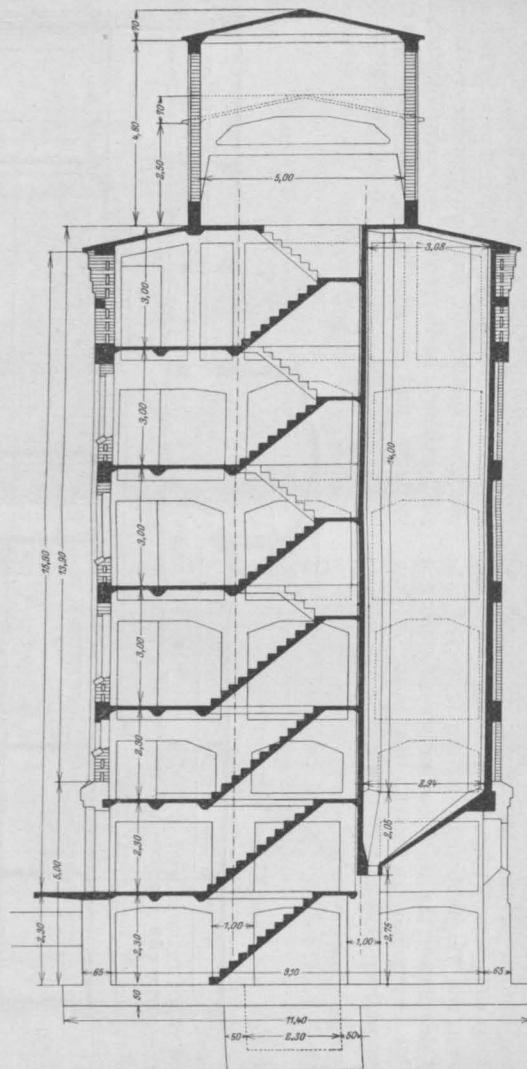


Fig. 3c. Querschnitt E-F.

heiten so sorgfältig und zweckmäßig, daß ihre Beschreibung dem Leser vielleicht willkommen sein dürfte.

### 1. Getreidesilo für die Gräflich von Bennigsensche Mühle in Banteln.

Entworfen und ausgeführt von B. Liebold & Comp. A.-G., Holzminden.

Der im Sommer 1911 erbaute Getreidesilo ruht auf einer Grundfläche von 10 m Breite und 25 m Länge und erhebt sich bis zu einer Höhe von 23 m über dem Gelände. Er besteht aus zwei Abteilungen, die durch die Treppenanlage voneinander getrennt sind; die größere, welche zur Aufspeicherung von Weizen dient, umfaßt 6 Silozellen von rund 3 m lichter Länge und Breite und 16 m Höhe, 2 Tageszellen von 2 m lichter Breite, 3 m Länge und 15 m Höhe und einen großen Rieselspeicher von 5 m lichter Länge und 9 m lichter Breite. Hingegen besteht die kleinere Abteilung, welche zur Auflagerung von Roggen bestimmt ist, aus 3 Silozellen und einem Rieselspeicher (Fig. 1). Jede Silozelle vermag rd. 120 000 kg Getreide, jeder Tagesspeicher rd. 75 000 kg aufzunehmen.

Der über den Speichern ausgeführte Dachaufbau besteht aus Eisenbetonrahmen, die entsprechend der Lage der Silowände in wechselnden Abständen von 2,50—3,25 m angeordnet sind (Fig. 2 u. 3a). Zwischen diesen Bindern spannt sich die Dachhaut, welche als Eisenbetonplatte von 8 cm Stärke und mit doppelter Bewehrung ausgebildet ist. Die Rahmen selbst sind auch bei einer Breite von 20—25 cm mit einer beiderseitigen Armierung von je 3 Rundeseisen von 20 mm  $\varnothing$  versehen. Die Transporteinrichtungen sind in dem freien Raum des Dachaufbaues, der eine lichte Breite von 5 m aufweist, untergebracht.

Über den Silozellen ist eine 10 cm starke Eisenbetondecke, welche für eine Nutzlast von 250 kg/m<sup>2</sup> berechnet ist, gespannt.

Die 15,35 m hohen Silowände (Fig. 3b) sind in einer oberen Stärke von 10 cm und in einer unteren Stärke von 16 cm aus Eisenbeton hergestellt. Die Bewehrung auf 1 m Wandhöhe wächst von 5 8 mm starken Eisen oben auf 11 Eisen von 10 mm  $\varnothing$  unten.

An die Silowände schließen sich unten die als Hängeböden von 12—8 cm ausgebildeten Auslauftrichter an. Auf 1 m Länge setzt sich ihre Bewehrung in der Längsrichtung aus 10 8 mm starken Rundeseisen, in der Querrichtung aus je 5 Eisen von 10 und 12 mm  $\varnothing$  in der oberen und je 6 7 mm-Eisen in der unteren Bodenfläche zusammen. Die Öffnungen in den Trichtern sind derartig verteilt, daß das ausfließende Getreide nach einem in der Mittelachse des Gebäudes vorgesehenen Transportband geleitet wird.

Um das Eindringen von Feuchtigkeit in die Silozellen zu verhindern, sind die Außenwände der Zellen mit einer  $\frac{1}{2}$  Stein starken Ziegelsteinschicht verkleidet. Zwischen der Eisenbetonwand und der Ziegelmauer ist ein 10 cm breiter Luftraum freigelassen. In Abständen von etwa 3 m sind in den Silowänden wagerechte Versteifungs-

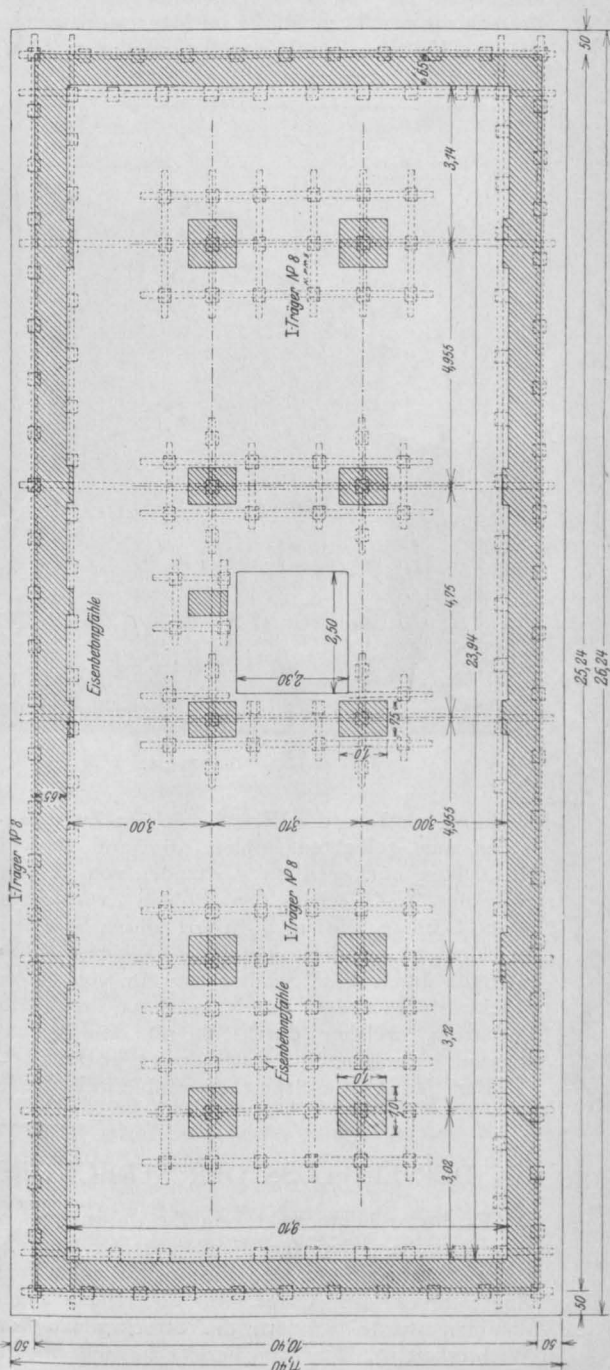


Fig. 4. Fundierungsplan.



balken aus Eisenbeton, die zugleich die Auflast der Verkleidung aufnehmen, angeordnet.

Die Tragkonstruktionen der Rieselspeicher, Balken, Stützen und Riegel sind zu einem starren Eisenbetonfachwerk aneinander gegliedert, während die Ausfachung in Ziegelsteinmauerwerk hergestellt ist. In den Außenwänden ist eine Luftschicht von 7 cm Stärke im Mauerwerk angeordnet. Um das feucht angelieferte Getreide zu

Auslaufrichter, die durch kräftige Randbalken aus Eisenbeton getragen werden, vorgesehen.

Die zum Dachaufbau führenden Treppen sind freitragend aus Eisenbeton hergestellt. Die übrigen Decken im Treppenhaus haben hingegen eiserne Träger als Unterzüge erhalten, weil Ausparungen in der Decke für den Elevator angelegt werden mußten, und weil auch das Anbringen von Transmissionen erleichtert werden sollte. Die

Konstruktion des Elevators erforderte selbst die turmartige Erhöhung des Dachaufbaues.

Der Sockel des Gebäudes ist in Stampfbeton ausgeführt. An der zur Ausladung des mit Landfuhrwerken ankommenden Getreides bestimmten Seite ist eine auskragende Eisenbetonrampe derartig angeordnet, daß durch die Einschüttöffnungen das Getreide unmittelbar auf die Transportgurte geleitet wird.

An das Silogebäude schließt sich ein Annahmeschuppen an, dessen unteres Stockwerk ebenfalls aus Eisenbeton besteht, während der Bau im übrigen aus Ziegelsteinmauerwerk hergestellt ist.

Die beiden Bauwerke sind, da der tragfähige Baugrund erst in größerer Tiefe erreicht werden konnte, auf einen Pfahlrost von Eisenbetonpfählen gegründet. Unter dem Silo ist eine durchgehende

Eisenbetonplatte von 50 cm Stärke, die längs der Umfassungswände und an den Stützenfüßen mit einem Rost aus I-Trägern N. P. 8 bewehrt ist, angeordnet (Fig. 4).

Ein äußeres Bild der Gesamtanlage ist in Fig. 5 gegeben. Durch die aus den Wandflächen hervortretenden lotrechten und wagerechten Linien wird das innere Traggerippe in der einfachsten und natürlichsten Weise gekennzeichnet, während zugleich eine ruhige Belebung des Bildes erzielt wird.

(Schluß folgt.)

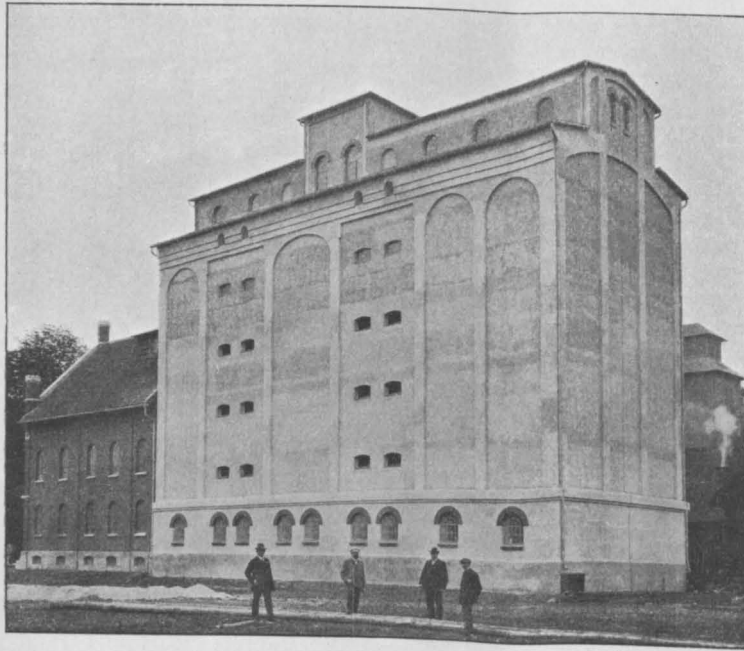


Fig. 5.

trocknen, sind in den Rieselspeichern Zwischenböden aus gelochten Bohlen, die auf starken Holzbalken aufliegen, in Abständen von rd. 3 m eingefügt. Zwischen den Bohlen verbleiben offene Schlitzte, die nach Bedarf durch Schieber geschlossen werden können. Während das Getreide durch diese Schlitzte langsam von einem Stockwerk ins andere rieselt, wird es durch den Luftstrom, welcher durch die in den Außenwänden angeordneten Fenster dringt, entfeuchtet.

Für jeden Rieselspeicher sind zwei große

## DER EINFLUSS DER STRECKGRENZE DES EISENS BEI EISENBETON.

Es dürfte heute wohl kein Zweifel mehr darüber bestehen, daß für die Bemessung der zulässigen Spannungen im Eisenbeton nicht die Zugfestigkeit des Eisens, wie dies früher angenommen wurde, sondern die Streckgrenze von Wichtigkeit ist. Ich habe bereits zu wiederholten Malen darauf hingewiesen und besonders ein-

gehend diese Fragen in meiner Arbeit besprochen\*).

\*) Einfluß der Armatur und der Risse im Beton auf die Tragsicherheit. Ergebnisse aus den Untersuchungen der Abt. I für Metallprüfung mit armierten Betonbalken, bearbeitet und besprochen von E. Probst. Ergänzungsheft I, 1907 der Mitt. des Königl. Materialprüfungsamtes in Groß-Lichterfelde. Verlag von Julius Springer in Berlin W. 9. Preis M 15,—.

So viel mir bekannt ist, sind auch in dem Programm des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton größere Untersuchungen vorgesehen, welche das Verhältnis der Streckgrenze zur Bruchgrenze des Eisens klären sollen, welches neben der Bruchdehnung und der Querschnittsverminderung für die Bewertung des Materials im Eisenbetonbau von größter Bedeutung ist.

Es dürfte daher von Interesse sein, die Ergebnisse der außerordentlich umfangreichen und systematischen Untersuchungen\*) kennen zu lernen, welche von dem Bureau of Standards in Washington

deren Streckgrenze ungefähr 2800 kg/qcm betrug, waren durchwegs 12½ mm stark. Die Verteilung der Eisen und der Armierungsprozensatz sind in Fig. 1—7 ersichtlich.

Feinmessungen wurden in größerer Zahl in bekannter Weise durchgeführt. Leider sind zur Ermittlung der Lage der Nulllinie nur die Längenänderungen an den Rändern gemessen worden, ähnlich wie bei den Stuttgarter Versuchen, was ja, wie bekannt, nicht die genaue Ermittlung der Nulllinie möglich macht.

Eine so große Zahl von Versuchen, welche

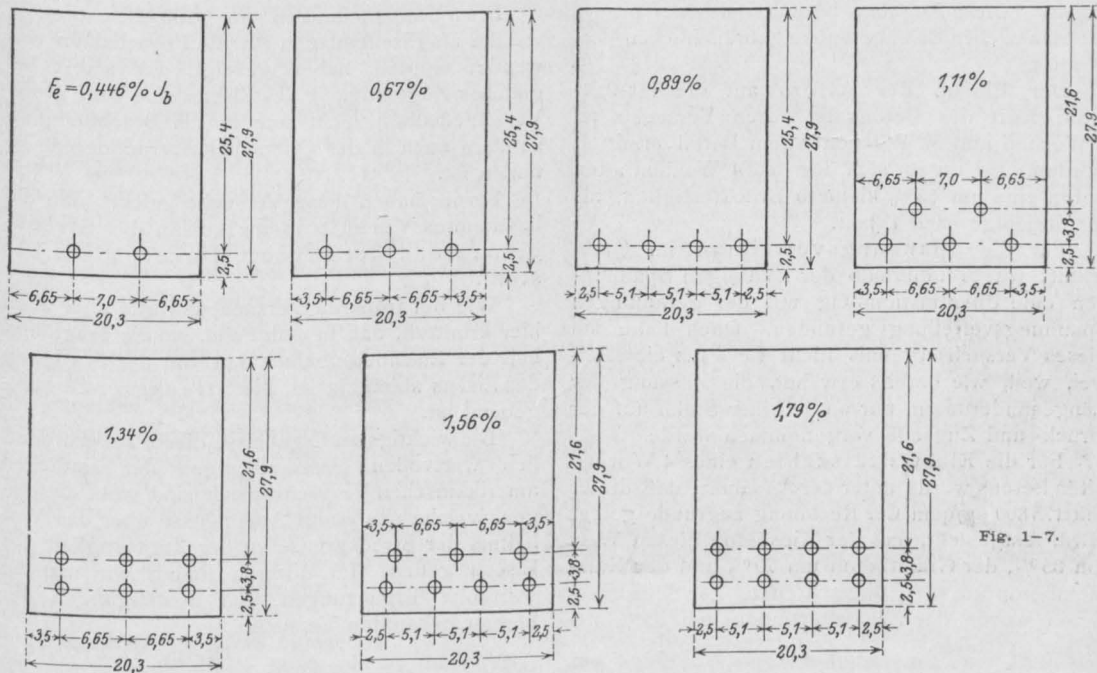


Fig. 1—7.

durchgeführt und vor kurzer Zeit veröffentlicht wurden.

Die Versuche wurden an 333 Balken und an ebenso viel Zylindern und Würfeln ausgeführt. Ferner wurden 1680 Eisenstäbe von demselben Material, wie es bei den Versuchskörpern verwendet wurde, geprüft. Die Elastizitäts- und Festigkeitseigenschaften des Betons wurden an 40 cm langen Zylindern mit 20 cm Durchmesser und an 15 cm-Würfeln geprüft.

Die Versuchsbalken, welche in Fig. 1—7 dargestellt sind, waren 20 × 28 cm im Querschnitt und 4 m lang. Die Spannweite betrug 3,7 m und als Belastung waren 2 Einzellasten an beiden Dritteln der Spannweite vorgesehen. Die Mischung des Betons war 1:2:4 und die Eiseneinlagen,

mit der größten Sorgfalt durchgeführt sind, berechtigt auch zu weiter gehenden Schlußfolgerungen. Von diesen sollen hier die wichtigsten mitgeteilt werden, welche sich auch mit anderen Fragen des Eisenbetonbaues, als mit der im Titel genannten, befassen.

Von der Dehnungsfähigkeit des Eisenbetons wird gesagt, daß die gemessenen größten Verlängerungen des Betons vor dem Auftreten der ersten Risse mit dem Eisenprozensatz wachsen, was in guter Übereinstimmung mit den bereits bekannten Versuchsergebnissen ist. Bemerkenswert ist auch nach dieser Richtung die Schlußfolgerung, daß auch die Entfernung zwischen den Rissen von dem Armierungsgehalt abhängig ist, aber unabhängig von dem Alter des Betons. Schließlich ist von Interesse, daß die gemessenen größten Dehnungen für Kies- und Steinbeton kleiner sind, als bei Schlackenbeton.

Über die Lage der Nulllinie stimmen die Er-

\*) Technologic Papers of the Bureau of Standards S. W. Stratton, Director. Nr. 2 by Rich. L. Humphrey and Louis H. Losse, Washington Government Printing Office.

gebnisse mit dem bekannten Versuchsergebnisse überein.

Die Elastizitäts- und Festigkeitseigenschaften des Betons kommen durch folgende Ergebnisse zum Ausdruck. Die für die statische Berechnung mit 140 kg/qcm für einen Beton 1:2:4 in einem Alter von 4 Wochen angenommene Druckfestigkeit, wird von Granit und Kiesbeton um 50 %, von Kalksteinbeton um 25 % überschritten. Dagegen ist die Bruchfestigkeit des Schlackenbetons um 20 % geringer, als die der Rechnung zugrunde gelegten genannten Bruchfestigkeitszahlen. (Diese Angaben beziehen sich auf die im amerikanischen Eisenbetonbau gebräuchlichen Verhältnisse.)

Der Einfluß des Alters auf die Druckfestigkeit des Betons ist durch Versuche an 4 Wochen und 52 Wochen altem Beton ermittelt worden. Es ergab sich für den 4 Wochen alten Beton eine um 65 % kleinere Druckfestigkeit, als für diejenige nach 1 Jahr.

Für die Spannungsverteilung im Querschnitt wurde innerhalb der zulässigen Spannungen eine Übereinstimmung mit der geradlinigen Spannungsverteilung gefunden. Doch halte ich dieses Versuchsergebnis nicht für ganz einwandfrei, weil, wie bereits erwähnt, die Messung der Längenänderungen nur an je einer Stelle auf der Druck- und Zugseite vorgenommen wurde.

Für die Elastizitätszahlen eines 4 Wochen alten Betons wurde unter der Annahme, daß dieser mit 175 800 kg/qcm der Rechnung zugrunde gelegt wird, festgestellt, daß der Kiesbeton diesen Wert um 85 %, der Granitbeton um 70 % und der Kalksteinbeton um 45 % überschreitet. Für Schlackenbeton wurde der Elastizitätsmodul um 35 % niedriger gefunden.

Die Druckversuche an Betonzylindern von den mitgeteilten Abmessungen ergaben immer nur etwa 25 % niedrigere Werte, als die Würfelfestigkeiten.

Der Einfluß der Eiseneinlagen und der Armierungsprozente auf die Tragfähigkeit der Eisenbetonbalken zeigt sich in folgenden sehr bemerkenswerten Schlüssen:

Ein Eisenbetonbalken, welcher die Eiseneinlagen in 2 Reihen enthält, verhält sich ebenso, als ob die Eiseneinlagen in einer Lage eingebracht wären.

Die Untersuchungen an 1260 Eisenproben, welche als Eiseneinlagen für die Probekörper verwendet wurden, haben gezeigt, daß selbst bei gleicher Zugfestigkeit des Eisens eine sehr große Verschiedenheit nicht nur in der Bruchdehnung sondern auch in der Querschnittsverminderung zu finden ist.

Ferner haben diese Versuche gelehrt, daß ein bestimmtes Verhältnis zwischen der Streckgrenze und der Bruchfestigkeit nicht besteht.

Wie bei früheren Versuchen wurde aber auch hier ermittelt, daß in dem Falle, wo die Tragfähigkeit der Eisenbetonbalken nur von der Festigkeit des Eisens abhängig ist, die Streckgrenze maßgebend ist.

Die wichtigsten Ergebnisse dieser außerordentlich wertvollen Untersuchungen der amtlichen amerikanischen Versuchsanstalt sind wohl diejenigen, welche uns einige Aufschlüsse über das Verhältnis der Streckgrenze zu der Zugfestigkeit des Eisens geben. Im übrigen finden wir manche wertvolle Ergänzungen und Bestätigungen der bereits bekannten Versuche.

Dr.-Ing. E. Probst.

## DER EINFLUSS DES ELEKTRISCHEN STROMES AUF BETON.

Von Dipl.-Ing. F. l'Allemand (Wesel a. Rh.).

Die Wirkung des elektrischen Stromes auf Beton und Eisenbeton findet in Amerika ungleich größere Beachtung als bei uns. Dies zeigen deutlich neuerdings veröffentlichte, umfangreiche Versuche und Beobachtungen\*), die bereits im Sommer 1910 begonnen wurden und zurzeit teilweise sogar nicht abgeschlossen sind. Sie lassen sich in drei Abschnitte gliedern.

### 1. Laboratoriumsversuche.

Zur Untersuchung gelangten zylindrische Probekörper von 15 cm  $\varnothing$  und 20 cm Höhe; sie ent-

hielten 30 cm lange, in Richtung der Achse 18 cm tief einbetonierte Elektroden. Das Mischungsverhältnis 1:6 $\frac{1}{2}$  entspricht der in Washington üblichen Ausführung. Zement und Zuschlagstoffe wichen in keiner Weise von den auf den Baustellen gebräuchlichen Materialien ab. Die Proben wurden die ersten 20 Tage in feuchtem Sande aufbewahrt. Vor dem Einbetonieren erfolgte eine äußerst gründliche Reinigung, um unbedingte Gewißheit über vollständig blankes Aussehen zu haben. Jeder Probekörper wurde samt einem ihn umgebenden Blechzylinder von 18 cm Lichtweite in ein irdenes, mit Wasser gefülltes Gefäß gestellt; durch entsprechende Verbindung der Leitungsdrähte mit der Stromquelle konnte die einbetonierte Elektrode entweder als Anode oder Kathode wirken. In

\*) *Electrolysis of Concrete.* By E. B. Rosa, Burton Mc Collum and O. S. Peters. U. S. Bureau of Standards, Washington, D. C. Eng. News 1912, Vol. 68, No. 25. — Vergl. ferner Arm. Beton 1910 Heft X und XI, 1911 Heft II und X, 1912 Heft X.

beiden Fällen wurden Versuche mit stark und schwach gespannten Strömen durchgeführt. Die Einwirkungsdauer war im ersten Falle (50 bis 60 V Spannung) eine fast ununterbrochene; im zweiten Falle (bis 15 V Spannung) betrug sie in den ersten 8 Wochen  $7\frac{1}{2}$  Stunden und wurde im weiteren Verlaufe nur mit Rücksicht auf die nötigen Betriebspausen unterbrochen. Die angegebene Stundenzahl bezieht sich stets auf die Zeit der tatsächlichen Wirkung.

In Anbetracht des äußerst seltenen Auftretens elektrischer Ströme hoher Spannung wurden nur 11 Probekörper in dieser Hinsicht untersucht. Sie zeigten dem Wesen nach gleiches Verhalten. In den ersten Stunden konnte eine Temperaturerhöhung von 12 bis  $25^{\circ}\text{C}$  festgestellt werden. Später traten durch Rost gefärbte Wasserbläschen an der Anode auf, denen bald eine stets zunehmende Rißbildung folgte, die in radialer Richtung von den Eisen ausging. Die meisten Probekörper zeigten die geschilderten Erscheinungen innerhalb der ersten 23 Stunden. Eine Zerstörung des Betons, wie eine solche bei früheren Versuchen gefunden wurde, trat nicht ein; dagegen machte sich eine beträchtliche Zunahme des Widerstandes bemerkbar. Er betrug nach 23 Stunden ungefähr das Doppelte, am Ende der Untersuchung das 32 fache des ursprünglichen Wertes. Diese Erscheinung besitzt besonders für die Baupraxis große Bedeutung. Die Stromstärke schwankte zwischen 0,57 und 0,79 A. Die auseinander geschlagenen Probekörper zeigten eine stark angegriffene Anode sowie eine Verteilung des Rostes in die Poren des umgebenden Betons, jedoch nur bis auf eine Entfernung von wenigen Millimetern.

Eine weitaus größere Anzahl von Probekörpern (90 Stück) wurde der Wirkung schwächerer Ströme unterworfen. Die Stromstärken betrugen 0,0022—0,0191 A, die entsprechenden Spannungen bis 15 V, die Einwirkungsdauer  $7\frac{1}{2}$  Monate. Es stellte sich das überraschende Ergebnis heraus, daß von den 90 Proben nach Beendigung der Versuche nur drei Risse erkennen ließen. Der Beton war vollkommen unverändert geblieben und von gleicher Beschaffenheit wie bei den der Wirkung des elektrischen Stromes nicht unterworfenen Vergleichskörpern. In fast allen Fällen zeigten sich an der Anode mehr oder weniger starke Rosterscheinungen. Es verdient hervorgehoben zu werden, daß die Gesamtzahl der Ampèrestunden, bezogen auf die Flächeneinheit der einbetonierten Elektrode, bei den schwachen Strömen mehr als dreimal so groß war als bei den starken. Hieraus geht hervor, daß schwache Ströme gegenüber starken eine wesentlich geringere Wirkung ausüben als auf Grund der abnehmenden Stromstärke allein zu schließen wäre.

Auch an Probekörpern, deren einbetonierte

Elektrode aus Kupfer, Messing, Kohle oder verkupferten Eisen bestand, zeigte die Einwirkung elektrischer Ströme von 15—60 V Spannung bei einer Zeitdauer bis zu 10 Monaten deutliche Zerstörungserscheinungen, jedoch ohne bemerkbare Rissebildung im Beton. Daß diese nicht eintrat, läßt auf das Entstehen löslicher Salze schließen, denn die bei Bildung unlöslicher Oxyde auftretenden mechanischen Druckerscheinungen führen stets Risse herbei. Die Wirkung einer schützenden Hülle von Aluminium wurde sowohl für Anoden, als auch für Kathoden untersucht. In beiden Fällen zeigten sich nach kurzer Zeit Risse, verbunden mit rascher Zerstörung des Metalles. Trotzdem waren die Begleiterscheinungen verschieden. Die Zersetzungsprodukte an der Kathode bildeten eine schwarze, um die Elektrode angehäufte Kruste von Alkalialuminaten, deren unmittelbare Entstehung jedenfalls auf einen chemischen Nebenprozeß zurückzuführen ist, während an der Anode unlösliche Aluminiumoxyde eine sprengende Wirkung ausübten.

Um die Erscheinungen festzustellen, welche bei Verwendung von Eisen oder anderer Metalle als Kathode auftreten, wurde entsprechend den früheren Versuchen eine Anzahl gleich ausgebildeter Probekörper untersucht. Zunächst ergab sich sowohl für schwache, als auch starke Ströme eine Zunahme des Leitungswiderstandes, die etwa einem Verhältnis 10:1 entsprach. An der Kathode (Eisenelektrode) wurde Wasser abgeschieden, das durch entwickelten Wasserstoff durch die Poren getrieben wurde; es enthielt Kalziumhydroxyd gelöst, welches durch Aufnahme atmosphärischer Kohlensäure in Kalziumkarbonat umgewandelt wurde und sich an der Kathode absetzte. Im Verlaufe des Versuches wurde der an der Kathode gelagerte Beton auf eine Tiefe von etwa 2 cm ziemlich weich und dunkel gefärbt. Eine Prüfung der Probekörper nach mehrmonatlichem Austrocknen konnte feststellen, daß der größte Teil des Betons die gleiche Beschaffenheit wie bei den der Wirkung des elektrischen Stromes nicht unterworfenen Körpern besaß. Ebenso waren die Eisenelektroden völlig unversehrt. Lediglich auf einem Umkreis von etwa  $\frac{1}{2}$  cm Abstand von der Kathode zeigte sich dunkel gefärbter und bedeutend erweichter Beton. Der Zement konnte hier mit dem Messer weggeschabt werden. An Kupfer- und Messingelektroden traten genau dieselben Erscheinungen auf. Bemerkenswert ist die Tatsache, daß eine Kohlenelektrode im Verlaufe des Versuches äußerst stark angegriffen und schließlich durch Gasüberdruck aus dem Beton geschoben wurde. Bei allen Probekörpern konnte eine sehr scharfe, durch die dunkle Färbung deutlich erkennbare Abgrenzung zwischen dem angegriffenen und unversehrt gebliebenen Beton festgestellt werden. Selbst bei den auseinander ge-



schlagenen und an der Luft getrockneten Proben blieb dieser deutliche Unterschied sichtbar.

Ferner wurden Versuche über die Wirksamkeit des Verbundes an jenen Proben angestellt, bei welchen die Metalle die Kathode bildeten. Die Endflächen der zylindrischen Körper wurden senkrecht zur Richtung der einbetonierten Elektrode so lange abgeschliffen, bis diese freigelegt war, während deren herausragender Teil auf 5 cm abgeschnitten wurde. Die Kraft, welche zum Herausstoßen der einbetonierten Eisen erforderlich war, konnte als Maßstab für die Größe des Verbundes dienen. Unter dem elektrischen Einfluß sank diese auf den fünften Teil ihres ursprünglichen Wertes.

Die Ursache der Zerstörung des die Kathode umgebenden Betons liegt darin, daß im Verlauf der Wirkung beträchtliche Mengen gelöster Alkalien das Kalzium der Silikate und Aluminate in Form von Kalziumhydroxyd frei machen bei gleichzeitiger Bildung alkalischer Silikate und Aluminate. Ersteres geht durch die bereits erwähnte Aufnahme von Kohlensäure in Kalziumkarbonat über.

Um den Einfluß auf die Größe der Druckfestigkeit zu ermitteln, wurden an 18 Stampfbetonproben von den eingangs erwähnten Abmessungen Kohlenplatten mit Zementmörtel befestigt und sodann der Wirkung eines Gleichstromes von 115 V 14 Monate hindurch ausgesetzt. Die Stromdichte belief sich hierbei auf 0,000 046 A/qcm Querschnittsfläche. Nach Beendigung der Einwirkung ergab die Untersuchung keine Abminderung der Druckfestigkeit.

Die Anschauung, welche die Ursache der Rißbildung in der Volumenvermehrung infolge eintretender Rostbildung des einbetonierten Eisens erblickt, wird heutzutage als allgemein richtig anerkannt. Ein eigenartiger Nachweis dieser Tatsache wurde derart versucht, daß eine geschlossene Gußeisenschale, welche längs eines größten Durchmessers eine Einkerbung bis auf den vierten Teil ihrer Dicke aufwies, mit Zementmörtel gefüllt und mit einer 16 mm starken Eisenelektrode versehen wurde. Nach dreitägiger Wirkung eines Stromes von 15 V Spannung zerbarst die Schale. Die durch die Rostbildung der Anode erzeugte mechanische Druckkraft wurde mit 260 kg/qcm errechnet.

Der Leitungswiderstand des Betons schwankt wesentlich mit dem Feuchtigkeitsgrade. Er beträgt bei frischem Beton 4000—6000  $\Omega$ /ccm. Mit zunehmendem Alter macht sich in dieser Hinsicht eine Steigerung bemerkbar. Vollkommen trockener und älterer Beton kann als Isolator gelten. Die Erscheinungen bei den durchgeführten Versuchen waren insofern einander ähnlich, als anfänglich eine ziemlich rasche Zunahme des Widerstandes eintrat und sich erst später ein Be-

harrungszustand herausstellte. Die Zunahme des Widerstandes erfolgte bei den Anodenproben schwach gespannter Ströme rascher als bei stark gespannten. Für die Kathodenproben fehlte dieser Unterschied. Die stärkere Zunahme des Widerstandes in ersterem Falle erhellt aus der Tatsache, daß die chemische Affinität zwischen Kohlensäure und Kalziumhydroxyd äußerst gering ist. Vielmehr kann mit Recht vermutet werden, daß ein großer Teil des beobachteten Widerstandes auf Gasbildung infolge Zersetzung des Wassers zurückzuführen ist. Diese Annahme wird durch die Tatsache gestützt, daß nach mehrtägiger Versuchspause, in welcher die Gase zu entweichen Gelegenheit hatten, der Widerstand wieder auf seine ursprüngliche Größe zurückging.

Um ein Abbinden des Betons bei niedriger Temperatur zu ermöglichen, wird gewöhnlich zur Betonmischung ein Zusatz von 2—3% Kochsalz oder Chlorkalzium verwendet. Untersuchungen konnten an derartig zubereiteten Probekörpern nicht nur eine raschere Zerstörung des Betons, sondern auch eine Abnahme des Leitungswiderstandes von etwa 20—25% feststellen. Das vorhandene Kochsalz verhindert die Bildung von Kalziumkarbonat, so daß ein Ausfüllen der Poren nicht eintreten kann.

Bei den geschilderten Versuchen war der Elektrolyt stets eine Flüssigkeit. In der Baupraxis vertritt deren Stelle jedoch meist feuchter Boden; ferner wird der elektrische Strom gewöhnlich zwischen Teilen der Bewehrung fließen, ohne den Beton zu verlassen. Um für diese veränderten Vorbedingungen Ergebnisse durch Versuche zu erhalten, wurden 2 Betonblöcke ( $107 \times 107 \times 76$  cm, 1:6 $\frac{1}{2}$  gemischt) mit 8 einbetonierten Eisenelektroden derart in die Erde eingegraben, daß sie etwa 7 cm hervorsahen. Die Blöcke lagen etwa 60 cm auseinander; 5 Eisen wurden mit dem positiven, die übrigen 3 mit dem negativen Pol einer Stromquelle von 15 V Spannung verbunden. Ein Teil des Stromes nahm auch seinen Weg durch den Erdboden nach einer nahe gelegenen, versenkten Platte, welche mit dem negativen Pol der Leitung verbunden war. Messungen stellten allerdings eine Zunahme des Widerstandes fest, jedoch erfolgte diese bedeutend langsamer als bei den anderen Probekörpern.

Die gesamte entstehende Rostmenge entspricht nicht der nach dem Faradayschen Gesetze berechneten. Die Größe dieser Abweichung ist bis zu einem gewissen Grade durch die Ausdehnung der Zerstörungserscheinungen begründet. Um diese Vermutung einwandfrei zu begründen, wurde eine Reihe kleiner Probewürfel von 5 cm Seitenlänge (1:2 gemischt) mit chemisch reinem Wasser hergestellt; sie enthielten eine 6 mm starke Rundeisenelektrode von 6 cm Länge 4,5 cm tief eingebettet. Die Oberfläche der Elektrode

wurde vollkommen glatt gefeilt und ihr durchschnittliches Gewicht auf einer Feinwaage mit etwa 14 g gefunden. Um ein natürliches Rosten der bis zur Erprobung unter Wasser aufbewahrten Würfel zu verhindern, wurde der herausragende Teil der Elektrode angestrichen. Nach zweiwöchentlicher Erhärtung wurden die Proben einem Strom von 15 V Spannung ausgesetzt. Die mittlere Stromdichte betrug 0,0039 A/qcm zu Beginn, 0,0078 A/qcm am Ende der Untersuchung. Sobald Risse auftraten, oder nach einer genügenden Zahl von Ampèrestunden, welche eine Rostbildung vermuten ließen, wurden die Probekörper aufgeschlagen, die Anode elektrisch gereinigt, gewogen und ihr Gewichtsverlust bestimmt. Die natürliche Rostbildung der der Wirkung des elektrischen Stromes nicht unterworfenen Vergleichskörper ist unwesentlich. Hochgespannte Ströme ergaben etwa 3 bis 4mal so starke Rostbildung wie schwächere. Eine Zunahme der Stromdichte gibt keine gesteigerte Rostbildung, dagegen steigt letztere bedeutend bei Temperaturen über 50°. Die großen Unterschiede in der Rostbildung bei hoch und schwach gespannten Strömen liegen daher nur in der Temperaturerhöhung. Zusätze von Kochsalz oder Chlorkalzium bewirken eine beträchtlich gesteigerte, durch das Chlor hervorgerufene Zerstörung des eingebetteten Eisens, die beispielsweise bei 0,33% des Zementgewichtes 80% betrug. Bei frischem Beton schafft das Kalziumhydroxyd, welches größtenteils in Lösung die Poren des Beton erfüllt, günstige Voraussetzungen für die durch den elektrischen Strom verursachte Rostbildung. Diese liegen bei älterem Beton nicht mehr vor, und es kann angenommen werden, daß in diesem Falle die Rostbildung bedeutend geringer sein dürfte. Einschlägige Untersuchungen sind derzeit noch im Gange.

## 2. Erfahrungen und Beobachtungen an ausgeführten Bauwerken.

Die geeignetsten Vorbedingungen für das Auftreten elektrolytischer Zerstörungserscheinungen bilden Feuchtigkeit des umgebenden Bodens und Spannungsunterschiede elektrischer Leitungen, die mit dem Beton in Verbindung stehen. Die Ursachen hierfür können sowohl in einer unmittelbaren Übertragung des elektrischen Stromes auf gewisse Teile des Gebäudes, als auch in der Wirkung vagabundierender Ströme liegen.

Erstere kann bei jedem Gebäude infolge mangelnder Isolierung elektrischer Leitungen vorkommen. Jene Stellen, an welchen der Übergang des elektrischen Stromes in den Beton erfolgt, weisen erhöhte Spannungen auf und hier können auch unter Umständen Zerstörungen eintreten. Erfolgt der Zutritt des elektrischen Stromes von

außen her, so ist in der Nähe der Fundamenteisen ein Angriff des Betons möglich. Da diese Teile aber unter bedeutendem Drucke stehen, ist eine Zerstörung ziemlich unwahrscheinlich. Ist die Bewehrung mit der elektrischen Leitung in unmittelbarer Verbindung, so liegt begründete Gefahr vor, daß sowohl das Eisen als auch der Beton (je nach der Stromrichtung) beschädigt werden. Besonders unangenehm ist die Zerstörung des Betons, weil sie sich erst dann bemerkbar macht, wenn bereits größere Teile des Gebäudes angegriffen sind.

Die andere Möglichkeit liegt in der Wirkung elektrischer Ströme von Erdrückleitungen. Besitzen die Grundmauern eines Gebäudes verschiedene hohe Spannungen, so erfolgt der Ausgleich durch das Gebäude selbst. Derartige Vorgänge sind bei der geringen Größe der Spannungsunterschiede belanglos. Ferner können vagabundierende Ströme beispielsweise durch Gas- oder Wasserleitungsrohre in das Gebäude geleitet werden, so daß im Innern selbst oder zwischen dem Gebäude und der Erde Spannungs-differenzen auftreten. Stehen die vom elektrischen Strom durchflossenen Rohre nur mit dem Beton in Verbindung, so ist diese Tatsache weit weniger gefährlich, als ein Übergang in die Bewehrung. Hierdurch wachsen die Spannungsunterschiede beträchtlich und es können, wenn auch langsame, immerhin aber gefährliche Einwirkungen stattfinden. Wie bereits früher erwähnt, sind Salzzuschläge bei Herstellung des Betons seiner Widerstandsfähigkeit gegenüber der Wirkung des elektrischen Stromes schädlich. Das gleiche gilt bezüglich der Anwesenheit von Salzwasser bei fertigen Bauten.

Von Interesse sind Beobachtungen an mehreren mit Beton ausgekleideten Tunnels, die kurze Zeit nach Fertigstellung erhebliche Zerstörungserscheinungen aufwiesen, als deren Ursache man den Einfluß der Elektrizität vermutete. Es wurden daher zahlreiche Spannungsmessungen an den Tunnelwänden sowohl in lotrechter und wag-rechter Richtung als auch senkrecht zur Oberfläche an eigens ausgemeißelten Stellen vorgenommen. Des weiteren wurden die gegenüberliegenden Tunnelseiten sowie Wände und Schienen beobachtet. Die genannten Stellen lagen an Orten, wo stark oder schwach angegriffener bzw. völlig unversehrter Beton vorhanden war. Trotz 1½-jähriger Beobachtung konnten die Messungsergebnisse nicht feststellen, daß die aufgetretenen Beschädigungen ausschließlich auf die Wirkung elektrischer Ströme zurückzuführen seien. Die wahrgenommenen chemischen Einflüsse decken sich mit den gleichartigen Laboratoriumserscheinungen. Vor allem ergab sich die wichtige Tatsache, daß die Zerstörungen lediglich auf einen engen Umkreis an den Elektroden beschränkt

bleiben und die Hauptmasse des Betons nicht angreifen. Nach den Ergebnissen der mitgeteilten Versuche ist ferner der Fortschritt in der Zerstörung der durch den elektrischen Strom angegriffenen, die Kathode umgebenden Betonschicht ein äußerst langsamer; er beträgt bei stärkeren Strömen etwa 2,5 cm pro Jahr.

Schließlich muß auch auf den Umstand hingewiesen werden, daß es zur Erforschung derartiger Einflüsse an bestehenden Bauwerken vor allem darauf ankommt, die Spannungsmessungen an geeigneten Punkten durchzuführen, deren gegenseitige Entfernung nicht zu groß sein darf. Um an Hand solcher Messungen über die Ausdehnung des Stromkreises in einem Gebäude ein Bild zu gewinnen, müssen diese innerhalb des Gebäudes selbst vorgenommen werden. Ähnliches gilt von Messungen, die den Ein- oder Austritt elektrischer Ströme aus einem Gebäude feststellen sollen. Fehler in dieser Hinsicht haben vielfach zu einer Überschätzung der Wirkungsweise vagabundierender Ströme geführt.

### 3. Schutzmaßregeln.

Diesbezüglich muß zunächst zwischen im Bau befindlichen und bereits bestehenden Gebäuden unterschieden werden.

Zur Vermeidung etwa auftretender Zerstörungserscheinungen bei Neubauten ist die zusätzliche Verwendung von Kochsalz oder Chloralkalium bei der Betonbereitung auszuschließen. Ferner ist großer Wert darauf zu legen, daß die Fundamentmauern und Pfeiler durch Isolierschichten gegen Grundwasser geschützt sind. Diesem Zwecke genügen z. B. mehrmalige Teeranstriche. Befriedigende Erfahrungen über Zuschlagstoffe, welche wasserundurchlässigen Beton ergeben,

liegen zurzeit nicht vor. Durch sachgemäße Fundamentausbildung kann viel erreicht werden.

Bei bestehenden Gebäuden ist vor allem für eine vollkommene Isolierung Sorge zu tragen. Die elektrischen Leitungen werden am besten in durchlaufenden Röhren angeordnet. Es empfiehlt sich, diese Isolierung zeitweise zu überprüfen, denn hierdurch findet in der weitaus größten Zahl der Fälle der Eintritt elektrischer Ströme in ein Gebäude statt. Das beste Schutzmittel dagegen ist die Einschaltung von Isolatoren, ehe die Rohrleitungen in das Gebäude übergehen. Um in letzteren hierdurch mögliche Spannungsunterschiede nicht über jenes Maß zu steigern, welches einem Angriff des Rohrmaterials selbst gefährlich werden könnte, ist die Anordnung mehrerer Isolatoren hintereinander anzuraten, die selbstverständlich in gleicher Weise auch auf die austretenden Rohrleitungen auszudehnen ist. Bei Kabelleitungen ist es besser, von eingeschalteten Isolierungen abzusehen und diese an Holzklötzchen zu befestigen. Von der Anwendung eines öfters vorgeschlagenen Verfahrens, welches die gesamte Bewehrung in schwache, negativ elektrische Spannung zu versetzen vorschlägt, ist dringend abzuraten. An Stelle der hierdurch verhinderten Zerstörung der Eisen tritt nach den oben mitgeteilten Versuchsergebnissen die des umhüllenden Betons, wodurch die Verbundwirkung der Konstruktion außerordentlich leidet. Ebenso kann die in manchen Städten sogar angeordnete Verbindung aller metallischen Leitungen mit der Erde keineswegs als zweckmäßig angesehen werden. Die zweifellos schädlichen Einflüsse vagabundierender Ströme elektrischer Bahnen werden sich am besten durch eine gute Ausbildung der Erdrückleitung völlig beseitigen lassen. Hierdurch sind dann jedenfalls die gefährlichsten Wirkungen ausgeschaltet.

## LITERATURSCHAU.

*Bearbeitet von Regierungsbauführer Dipl.-Ing. M. Busch (Dresden).*

*L. bedeutet Hinweis auf die in der Zeitschrift „Armierter Beton“ früher erschienene Literaturschau.*

### I. Der Baustoff.

#### 1. Herstellung und Verarbeitung.

Aus der Praxis des englischen Betonbaues. Kurze Inhaltsangabe eines Vortrags, den der Vorsitzende des englischen Betonvereins auf dessen 29. Hauptversammlung gehalten hat. Interessant sind die Gesichtspunkte für die zweckmäßigste Behandlung des Betons beim Bau und für die Prüfung. Tonindustrie-Ztg. 1913. Nr. 23.

La gunite. Ein neues Verfahren zur Verarbeitung des Mörtels wird beschrieben, das darin besteht, daß der Mörtel nicht mit der Hand ver-

arbeitet, sondern durch eine sogenannte Zementkanone (cement-gun) ausgespritzt wird. Eine außerordentliche Dichtigkeit ist diesem Mörtel eigen. Einige Anwendungen dieses Verfahrens in Amerika werden angeführt. Le ciment 1912. Nr. 10.

Comment obtenir l'étanchéité du béton? Von N. de Tedesco. Hinweis auf ein sich bisher vorzüglich bewährtes Mittel eines amerikanischen Ingenieurs, das den Namen „Aquabar“ führt, um eine Wasserdichtigkeit von Beton zu erzielen. Le ciment 1912. Nr. 9.

Application du béton à l'aide d'un py-

lone mobile. Beschreibung einer neuen amerikanischen Betonierungsmethode, wie sie beim Bau eines Lokomotivschuppens zur Anwendung gekommen ist. Hierbei wird der Beton, der möglichst naß sein muß, von der Betonbereitmungsmaschine zunächst auf einen 22 m hohen Turm in Eisenkonstruktion, der einen Ausleger besitzt, gefördert. Der Beton gelangt hier in einen Trichter und wird mit Hilfe der Schwerkraft durch den Ausleger über die Baustelle verteilt. *Le ciment armé* 1912. Nr. 10. Desgl. „Armierter Beton“ 1913. Nr. 2.

*Convenance du béton dans la construction des égouts.* Auszug einer sehr ausführlichen Abhandlung über die Frage der Verwendung des Betons zu Kanalleitungen, die im *Concrete and Constructional Engineering* enthalten ist. Die wenig befriedigenden Ergebnisse, die mit dem Beton für diesen Zweck in Amerika gemacht worden sind, veranlassen den Verfasser, der Frage näherzutreten und sie unter drei Gesichtspunkten zu behandeln.

1. Die chemischen Angriffe können durch die Abwässer selbst oder durch das den Kanal umgebende Grundwasser erfolgen. Im ersteren Falle sind die Zerstörungen neben kohlensäure- und magnesiahaltigen Wässern vor allem Schwefelsalzen zuzuschreiben. Im letzteren Falle kann ein stark alkalischer Erdboden dem Beton sehr nachteilig werden und als Vorsichtsmaßregeln werden angeführt:

1. eine umfassende Drainage des die Rohrleitung umgebenden Erdreiches; 2. ein äußerst dichter Beton, der an seiner Außenfläche mit einer wasserdichten Schicht bekleidet wird, ist anzuwenden.

2. Die Angriffe durch die mitgeführten Schmutzstoffe sind bei Beton nicht größer als bei Ziegelmauerwerk, jedoch geringer als bei Steinzeugrohren. Bei einer Geschwindigkeit von 2,4–3 m/Sek. empfiehlt sich eine Auskleidung der Betonwände. *Le ciment armé* 1912. Nr. 11.

Neuzeitliche Mörtel. Eine Erwiderung von Ingenieur Carl Pernet auf einen diesbezüglichen Aufsatz von Prof. Gary. Verfasser widerlegt zunächst die Bedenken, die Professor Gary gegen die fabrikmäßige Mörtelbereitung trägt; die Anfuhrüberwachung bei den neuzeitlichen Riesenbauten läßt nichts zu wünschen übrig und von einem Lagern angefahrenen Mörtels kann nicht die Rede sein. Die von Gary geforderten 10% Gehalt an CaO, werden von den in der Praxis als gut befundenen Mörteln nicht erreicht. Die Kalkbehandlung der Mörtelwerke gewährleistet eine vorzügliche Beschaffenheit des Materiales. Verfasser geht dann auf die Frage über das Setzen des Mauerwerkes ein. Der ursprüngliche Zweck des Mörtels, die Unebenheiten der Mauersteine

auszugleichen, bedingt eine Geschmeidigkeit desselben, die nur durch einen langsambindenden Mörtel zu erreichen ist. Als solcher eignet sich der bisher verwendete Baumörtel weit besser als der Trockenmörtel, wie ihn Prof. Gary vorschlägt. Bei dem letzteren spielt dann auch die Wasserfrage auf der Baustelle eine Rolle und auch vom gesundheitlichen Standpunkt wäre die Verwendung von Trockenmörtel an der Baustelle nicht günstig zu beurteilen. *Dtsche. Bauztg. Mitteil.* 1913. Nr. 1.

Zu demselben Thema läßt sich Professor Gary in Nr. 3 derselben Zeitschrift weiterhin aus und weist zunächst auf die Vorteile des Trockenmörtels gegenüber dem Kalkmörtel hin, wie sie einwandfreie Versuche gezeigt haben. Neben einer größeren Erhärtungsfähigkeit der ersteren wird das geringere Setzmaß hervorgehoben. Ein weiterer Vorzug besteht in dem geringen Gewicht des Trockenmörtels und nicht zuletzt soll der Kostenpunkt desselben nur unwesentlich höher sein, als beim gewöhnlichen Maschinenmörtel. Verfasser geht dann noch auf die Erwiderung Pernets ein.

*Deux modes de traiter le béton et le ciment armé.* Als vorbildliche Beispiele für die architektonische Ausgestaltung von Eisenbetonbauten werden der Aussichtsturm auf dem Wolfshügel am Weißen Hirsch bei Dresden und ein Getreidesilo zu Montreal angeführt. *Le ciment* 1912. Nr. 9.

## 2. Prüfung und Untersuchung.

Bestimmung des spezifischen Gewichtes des Zementes nach Liévin. Von H. Sachse. Verfasser beschreibt die Methode und den Apparat für die Ausführung dieses Verfahrens. Mit Abb. *Tonindustrie-Ztg.* 1913. Nr. 18.

*La poussée du béton avant prise.* Mitteilung von Versuchen über das Treiben des Betons, wobei die Drucke auf eine Flüssigkeit übertragen und am Manometer abgelesen wurden. Die Ergebnisse werden dahin zusammengefaßt, daß ein größerer Wasserzusatz zum Beton ein größeres Treiben zur Folge hat, daß aber im übrigen genauere Werte schwer zu erhalten sein werden. *Le ciment* 1912. Nr. 8.

Prüfung plastischer Mörtel. Von Professor M. Gary. Die zur Klärung der Frage über die Verwendung von plastischem oder erdfeuchtem Mörtel bei der Zementprüfung angestellten Versuche lassen erkennen, daß die Zuverlässigkeit der Druck- und Biegeproben an plastischen Mörteln gegenüber den erdfeuchten wesentlich geringer ist und daß kein Bedürfnis vorliegt, von dem jetzt üblichen Prüfungsverfahren der Portlandzemente abzugehen. *Mittel.* aus dem Königl. Materialprüfungsamt Groß-Lichterfelde 1912. H. 4.

*Le béton de laitier et les travaux en ciment armé.* Die Versuche haben gezeigt, daß die Druckfestigkeit des Schlackenzementes nur



ein Fünftel derjenigen des Portlandzements beträgt; dagegen ist die Biegezugfestigkeit des ersteren ein wenig größer. Im allgemeinen aber wird man einen Portlandzement von üblicher Qualität unbedenklich durch einen vorzüglichen Schlackenzement ersetzen können. *Le ciment armé* 1912. Nr. 11.

Versuche über den Porendruck des Wassers im Mauerwerk. Die Untersuchungen erstrecken sich im wesentlichen auf die Fragen nach dem Einfluß des Porendruckes auf die Festigkeit des Materials und dem Einfluß des Dichtigkeitszustandes der Oberfläche auf die Wirkung des Porendruckes. *Mitteil. aus dem Königl. Materialprüfungsamt Groß-Lichterfelde*. 1912. *Ergänzungsheft* 1.

Einfluß der Belastungsgeschwindigkeit bei Druckversuchen mit Zementwürfeln auf das Prüfungsergebnis. Von H. Burchartz. Die zur Vervollkommnung der Normen für einheitliche Lieferung und Prüfung von Portlandzement angestellten Ermittlungen über den Einfluß der Geschwindigkeit der Lastzunahme bei Druckversuchen lieferten als Ergebnis, daß mit größerer Belastungsgeschwindigkeit auch die Bruchgrenze höher wird. *Mitt. aus dem Königl. Materialprüfungsamt Groß-Lichterfelde*. 1912. *Heft* 4.

### 3. Wirtschaftliches.

Tagungen der Vereine der Baustoffgewerbe in Berlin. Berichte über die abgehaltenen Versammlungen. *Zentralbl. d. Bauverw.* 1913. Nr. 16.

Deutscher Betonverein. Kurzes Referat über die Verhandlungsgegenstände und Vorträge auf der 16. Hauptversammlung. *Tonindustrie-Ztg.* 1913. Nr. 23, 24 u. 27.

Verein Deutscher Portlandzementfabrikanten E. V. Referat über die Beschlüsse und Vorträge auf der 36. Hauptversammlung. *Tonindustrie-Ztg.* 1913. Nr. 22, 23 u. 27.

Zementwaren - Fabrikanten - Verein Deutschlands E. V. Referat über die letzte Hauptversammlung mit kurzen Inhaltsangaben der Vorträge über weitere Verwendungsmöglichkeiten der Zementwaren, neuere Herstellungsverfahren und neuere Maschinen hierzu. *Tonindustrie-Ztg.* 1913. Nr. 24 u. 25.

Die internationale Bauausstellung, Leipzig 1913. Von Professor Dr. Kollmann-Dresden. In diesem Aufsatz legt der Verfasser zunächst die Grundlagen für eine Umgestaltung des Ausstellungswesens fest, das „Qualitätsausstellungen“ schaffen müsse, bei denen nicht allein ein Einblick in die industrielle Produktion, sondern auch in die wissenschaftlich-technische Arbeit gegeben werden soll. Die Anlage und Einteilung der Ausstellung zu Leipzig als erste große

„Qualitätsausstellung“ wird in großen Umrissen erläutert. *Zentralblatt d. Bauverw.* 1913. Nr. 15.

Der VI. Kongreß des internationalen Verbandes für Materialprüfungen der Technik, New York 1912. Von Ingenieur Alfred Deinlein, k. k. Oberingenieur im Handelsministerium. Es werden kurze Inhaltsangaben über all die vielen Vorträge, darunter auch aus der Abteilung B: Zemente, Steine und Beton gegeben. Mit Abb. *Österr. Wochenschrift f. d. öffentl. Bau-dienst* 1913. Nr. 5, 6 u. 7.

### II. Theorie.

Über den Einfluß der Achsenentfernung auf die Zerstörungerscheinungen in einem Doppeltunnel. Von A. Leon und F. Willheim. Die Verfasser untersuchen zunächst theoretisch die Spannungszustände und zeigen dann an einer ganzen Anzahl von Versuchen, die im mechanisch-technischen Laboratorium der k. k. Technischen Hochschule in Wien an durchlochten Gesteinsplatten aus Carraramarmor durchgeführt worden sind, wie die auf theoretischem Wege gewonnene Erkenntnis durch das im Versuch gewonnene Ergebnis vollauf bestätigt wird. Mit vielen Abb. *Österr. Wochenschr. f. d. öffentl. Baudienst*. 1913. Nr. 2.

Cisaillement dans les tuyaux. Kurze Wiedergabe der in der *Tonindustrie-Zeitung* veröffentlichten Abhandlung von Prof. Ramisch über die Frage der Abscherung bei Röhren. *Le ciment armé*. 1912. Nr. 12.

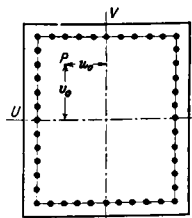
Die Beziehung zwischen Kraftrichtung, Stabspannung und Knotenverschiebung im statisch bestimmten Fachwerke. Greift in irgendeinem Knoten eines statisch bestimmten Fachwerkes eine äußere Kraft an, so erzeugt sie in den einzelnen Fachwerksstäben Spannungen, welche Längenänderungen der Stäbe und dementsprechende Verschiebungen der einzelnen Knoten zur Folge haben. Verschiedene Kraftrichtungen bedingen im allgemeinen auch verschiedene Stabspannungen und Knotenverschiebungen. Der Aufsatz gibt eine kurze übersichtliche Darstellung der Abhängigkeit der beiden letzteren von der Kraftrichtung. *Österr. Wochenschrift f. d. öffentl. Baudienst*. 1913. Nr. 8.

Berechnung gewölbter Platten. Von Dr.-Ing. Huldreich Keller in Zürich. Der Aufsatz zeigt den Weg für eine annäherungsweise Berechnung von gewölbten Platten. Das Hauptkennzeichen des Rechnungsverfahrens liegt darin, daß man die Differentialgleichungen, auf die man gelangt, durch das annäherungsweise Rechnen mit kleinen Differenzen löst. *Schweizer. Bauztg.* 1913. Nr. 9, 10 und 11.

Calcul des arcs encastrés. Von N. de Tedesco. Erläuterung eines graphischen Verfahrens zur Berechnung eingespannter Gewölbe von W.

Ritter, bei dem nebenhergehend auch die rechnerische Methode Anwendung findet, um sowohl größere Genauigkeiten als auch gewisse Erleichterungen zu erzielen. Das Verfahren wird an einem Beispiel erläutert, für welches die im Armierten Beton 1912 von Dr.-Ing. H. Marcus erschienene Veröffentlichung der Risorgimentobrücke in Rom gewählt worden ist. Le ciment armé. 1912. Nr. 42. 1913. Nr. 1.

Untersuchungen über die Normalspannungen in rechteckigen Eisenbetonquerschnitten bei Kraftangriffen außerhalb der Haupttragheitsachsen. Von Dr.-Ing. H. Marcus, Berlin-Wilmersdorf.



Entwicklung eines analytischen Verfahrens zur Lösung der Aufgabe: ein rechteckiger Eisenbetonquerschnitt wird durch eine Achsialkraft  $P$  und zwei Kräftepaare  $M_u = P v_0$ ,  $M_v = P u_0$  beansprucht. Gesucht sind die in allen Querschnittsteilen auf-

tretenden Normalspannungen. Es handelt sich also um die Ermittlung einer Beanspruchung auf mehrfach zusammengesetzte Festigkeit. Der nicht einfache Rechnungsgang wird an einem Beispiel erläutert. Deutsche Bauztg. Mitt. 1913. Nr. 3 und 4.

Wasserdruck auf kreisförmige zylindrische Wände der Staumauern und Wehre. Von E. Jacoby, ordentl. Professor, Riga. Es wird eine Reihe von Beziehungen aufgestellt, die für jede beliebige Form eines Staukörperquerschnittes anwendbar sind, deren Anwendung aber viel einfacher ist, als die in der Praxis verwendete, bewußt unrichtige „Normalmethode“. Österr. Wochenschrift für den öffentl. Baudienst. 1913. Heft 2.

Die Sicherheit von Mauern und verwandten Tragwerken gegen Erd-, Wind- und Wasserdruck. Von Dipl.-Ing. E. Elwitz in Düsseldorf. Eine sehr ausführliche, eingehende Untersuchung über alle möglichen Fragen, die bei diesem Gebiete der Statik zu berücksichtigen sind. Zeitschrift für Arch.- u. Ing.-Wesen. 1913. Nr. 1.

Graphische Bestimmung der Kreuzlinienabschnitte kontinuierlicher Träger bei Streckenlasten. Von Dipl.-Ing. O. Lüscher. Verfasser gibt die Ableitung einer Formel für Kreuzlinienabschnitte, die die Grundlage bildet zu einer einfachen praktischen Lösung, die sich eng an die Rittersche Konstruktion anlehnt. Schweizer. Bauztg. 1913. Nr. 8.

Über Rahmenträger und ihre Beziehungen zu den Fachwerkträgern. Von Fr. Engesser (Karlsruhe). Zeitschr. f. Arch.- u. Ing.-Wesen. 1913. Nr. 1.

Kilogramm-Kraft u. Kilogramm-Masse, ein Vorschlag zur Einigung. Von E. Budde. Mit einer Einleitung von K. Strecker. Es werden die Gründe erörtert, welche für die allgemeine Einführung des Gaußschen Einheitssystems sprechen, und es wird zum Schluß der Vorschlag gemacht, die etwa noch bestehenden Schwierigkeiten durch Einführung des Begriffes Kilobar für das Produkt aus 1 kg Masse und der mittleren Beschleunigung der Schwere zu beheben. Zeitschrift d. Ver. deutsch. Ing. 1913. Nr. 8.

Zur Begrenzung der Zugspannungen des Betons in Eisenbahnbrücken aus Eisenbeton. Von John Labes in Berlin. In sehr ausführlichen Darlegungen weist Verfasser zunächst darauf hin, wie die zahlreichen Versuche zu Stuttgart die frühere Überzeugung beseitigt haben, wonach ein Reißen des Betons im Bereiche von Eiseneinlagen ausgeschlossen sei, solange nur diese innerhalb der üblichen Grenzen beansprucht würden. Bei den sich bildenden Rissen gewährt auch dann die dünne Mörtelhaut, die bei guter Ausführung auf dem Eisen zunächst haften bleibt, keinen sicheren Schutz gegen Rosten. Wenn nun auch die angestellten Ermittlungen über den Einfluß der Rauchgase eine schädigende Wirkung der Eiseneinlagen noch nicht zweifelsfrei festgestellt haben, so stellt Verfasser doch die Forderung, daß die Berechnung und Begrenzung der Betonzugspannungen vorgeschrieben werden soll.

Die im Jahre 1906 erlassenen vorläufigen Bestimmungen für das Entwerfen und die Ausführung von Ingenieurbauten in Eisenbeton im Bezirke der Eisenbahndirektion Berlin stellten mit Rücksicht auf die Rostgefahr, hervorgerufen durch Ribbildung, die Forderung auf, daß Ribbildung ausgeschlossen wird. Die große Zahl der indes angestellten Versuche hat nun aber gezeigt, daß, ohne Begrenzung von  $\sigma_{b_z}$ , durch Herabsetzung der zulässigen Eisenspannung  $\sigma_e$  auf selbst 600 kg/cm<sup>2</sup> eine Ribbildung nicht zu vermeiden ist. Verfasser führt nun einen Entwurf zu einer Abänderung der Bestimmungen von 1906 an, der den neuesten Erfahrungen mit Rechnung trägt. Für Gewölbe, besonders wenn sie mit Gelenken ausgestattet sind, bringt der Entwurf keine großen Schwierigkeiten mit sich; hingegen würde er bei Balken mit schmalen Rippen und breiten Platten eine erhebliche Vergrößerung der bisher erforderlichen Abmessungen bedingen.

Als Beispiel, wie notwendig die Berücksichtigung der Betonzugspannungen ist, führt Verfasser die Rhonebrücke in Chippis an, bei welcher eine Berechnung von  $\sigma_{b_z}$  nicht erfolgt ist. Obwohl die Probelastungen befriedigende Resultate lieferten, zeigten sich bald Risse, die im letzten

Jahre an der Unteransicht der Fahrbahn von 33 auf 133 gestiegen sind und die Spuren von Rostbildung der Eiseneinlagen vermuten lassen. Die der Chippisbrücke nachgebildete Werrabrücke sowie die Spreebrücke in Lübben finden ebenfalls eine kurze Betrachtung. Zentralbl. d. Bauverw. 1913. Nr. 7 und 10.

### III. Eisenbetonversuchswesen; Feuerproben.

Die Rostgefahr bei Eisenbetonbauten. Von Dr.-Ing. E. Probst. Im Anschluß an einen im Zentralblatt der Bauverwaltung. 1912, Nr. 95 veröffentlichten Bericht des dem Generalkonsulat Neuyork beigegebenen Wasserbauinspektors Luedefeld stellt Verfasser im Gegensatz zu Luedefeld fest, daß im Westen der Vereinigten Staaten, wo der Eisenbeton im Hinblick auf seine Feuersicherheit und seine wirtschaftlichen Vorteile die ausgedehnteste Anwendung gefunden hat, angerostete Eisen unbedenklich Verwendung finden. Des weiteren ist auch das im Bericht enthaltene Beispiel über die nachteilige Einwirkung des elektrischen Stromes auf die Eiseneinlagen durchaus nicht zutreffend. Zentralblatt d. Bauverwaltung. 1913, Nr. 11.

Bericht über die Tätigkeit des Kgl. Materialprüfungsamtes zu Groß-Lichterfelde West im Betriebsjahre 1911. Mitteil. aus dem Kgl. Mat.-Prüfungsamt 1912, Heft V, VI.

La résistance du ciment armé aux chocs rythmés. Eingehende Beschreibung der Probebelastungen der Risorgimentobrücke zu Rom, bei denen man die durch marschierende Truppen hervorgerufenen Schwingungen untersuchte. Hierbei hat sich die Überlegenheit des Eisenbetons über die Eisenkonstruktionen in hohem Maße gezeigt. Beobachtet wurde bei einer Belastung von  $620 \text{ kg/m}^2$

eine Scheitelsenkung von 32,2 mm, etwa  $\frac{1}{3000}$  der Stützweite. Bei der Ausrüstung ergab sich eine Scheitelsenkung von 1,6 mm. Mit zahlreichen Schwingungsdiagrammen. Le ciment armé 1912. Nr. 10.

Beschleunigte Prüfung der Raumbeständigkeit von Portlandzementen. Von Professor M. Gary. Angaben über die Entwicklung der beschleunigten Raumbeständigkeitsproben und eingehende Erörterung über die Unzulänglichkeit der auf dem Kopenhagener Kongreß empfohlenen Le Chatelier-Probe. Mitteil. aus dem Kgl. Mat.-Prüfungsamt Groß-Lichterfelde. 1912. Heft 4.

Mitteilungen über Versuche des Eisenbeton-Ausschusses des Österr. Ingenieur- und Architekten-Vereins. Von Professor Dr.-Ing. Saliger in Wien. Kurzer Bericht über die Tätigkeit des Ausschusses, besonders über die Versuche mit Plattenbalken durch J. Melan. Die Ergebnisse werden dahin zusammengestellt, daß Beton größter Festigkeit sich am besten für Eisenbetonsäulen eignet. Bei diesen tritt bei den üb-

lichen praktischen Abmessungen in normalen Fällen keine Knickung auf. Die Längsbewehrungen wirken ohne Rücksicht auf die Größe ihres Verhältnisses zum Betonquerschnitt gleichmäßig mit. Die in der Praxis übliche Stärke der Querbewehrung ist hinreichend. Deutsche Bauztg. Mitt. 1913. Nr. 1.

Über Volumenänderungen im Beton und dabei auftretende Anstrengungen in Beton und Eisenbeton. Die Versuche der Material-Prüfungsanstalt Stuttgart zeigen, daß sowohl für feuchte als auch für Trockenlagerung die Volumenänderungen während der ganzen Dauer der Belastungszeit von 6 Jahren zugenommen haben und zwar dergestalt, daß die Vergrößerungen im ersten Falle erheblich kleiner sind als die Zusammenziehungen im letzteren. Die Untersuchungen wurden auch angestellt für Mörtel und Beton von verschiedener Zusammensetzung, desgleichen für armierten Beton. Deutsche Bauztg. Mitt. 1913. Nr. 4.

Coffres-Forts en ciment armé. Angaben über interessante Versuche über die Zweckmäßigkeit des Eisenbetons für Tresoranlagen. Wenn auch der Eisenbeton den modernen autogenen Schneidewerkzeugen nicht dauernd zu widerstehen vermochte, so erforderte doch seine Zerstörung sehr viel Aufwand an Zeit, der bei Einbruchversuchen die Aussicht auf Erfolg sehr gering sein läßt. Bei den Versuchen, die mit einer 15 cm starken Eisenbetonplatte angestellt wurden, zeigte sich zunächst ein Schmelzen der Silikate, wodurch dann die Eisen bloßgelegt wurden und die der Stichflamme geringen Widerstand entgegen setzten. Nach 24 Minuten gelang es ein Loch von 8,8 cm Durchmesser herauszuschneiden. Le ciment armé. 1912. Nr. 11. L. 1913. Nr. 3.

### IV. Vorschriften und Leitsätze.

Cahier des charges du gouvernement des Etats-Unis relatif au ciment Portland. Die neuen amerikanischen Bestimmungen für die Prüfung von Portlandzement werden aufgeführt. Le ciment. 1912. Nr. 9.

Arrêté ministériel concernant les four-nitures de ciments et de chaux hydrauliques. Angabe der erlassenen neuesten Bestimmungen. Le ciment. 1912. Nr. 8 bis 12.

### V. Ausführungen.

1. Allgemeines über Beton und Eisenbeton. Zement-, Beton- und Eisenbetonwaren. Bauunfälle.

Batellerie en ciment armé. Als interessante Beispiele der Vielseitigkeit in der Anwendung des Eisenbetons werden zwei Eisenbeton-kähne, die eine äußerst geringe Wandstärke aufweisen, kurz beschrieben. Mit Abb. Le ciment armé. 1912. Nr. 8.

Tonröhren und Steinzeugröhren oder Zementröhren. Von Stadtbaurat Hache in Gleiwitz. Verfasser kommt zu dem Schluß, daß für die Ableitung häuslicher Abwässer Ton- oder Steinzeugröhren, beste Art vorausgesetzt, den Zementröhren vorzuziehen sind. Zentralblatt der Bauverwalt. 1913. Nr. 11.

Concrete Floor collapse, Kansas city, Mo. Eisenbetondeckeneinsturz. Mit Abb. Engineering News. 1912. Vol. 68, Nr. 18.

## 2. Ausführungen im Hochbau.

Zirkus Stosch-Sarrasani in Dresden. Architekten Heilmann und Littmann in München. Beschreibung dieses neuen großen massiven Zirkusgebäudes, bei dem der Eisenbeton neben Treppen und Decken insbesondere Verwendung für das ausgedehnte Stallgebäude gefunden hat. Mit Abb. Deutsche Bauztg. 1913. Nr. 12, 14 u. 15.

Cheminées en ciment armé. Nach ein gehender Würdigung der Vorzüge des Eisenbetons für Fabrikschornsteine werden einige Angaben über die statische Berechnung gemacht, wie sie im Betonkalender zu finden ist. Eine Reihe ausgeführter Schornsteine werden kurz beschrieben. Hierzu zahlreiche Abbildungen. Le ciment armé. 1912. Nr. 9.

Die neuen Viehhallen auf dem Schlachthof der Stadt Osnabrück. Von Dipl.-Ing. Hans Kina, Bremen. Kurze Beschreibung zweier Eisenbetonhallen von 21,2 m Breite und 37,4 m, bez. 31,9 m Länge, bestehend aus einem Mittelschiff von 11,6 m Breite und anschließenden Seitenschiffen. Ein Auszug der statischen Berechnung der dreifach statisch unbestimmten Hallenbinder wird gegeben. Mit zahlreichen Abbildungen, die sowohl die statischen als auch konstruktiven Verhältnisse erkennen lassen. Deutsche Bauztg. Mitt. 1913. Nr. 1 u. 2.

Geschäftshaus der Firma D. Scheier in Glogau. Kurze Beschreibung des von der Lolat-Baugesellschaft ausgeführten Eisenbetonbaues. Deutsche Bauztg. Mitt. 1913. Nr. 2.

A large Bathhouse White Sulphur Springs. Kurze Beschreibung der Gesamtanlage, deren Halle und Schwimmbecken in Eisenbeton hergestellt sind. Das Becken ist rd. 34 m lang, 12,50 m breit und 3 m tief. Die Dichtung erfolgte durch Ziegel mit Zementmörtelschicht. Mit Abb. Engineering News 1912. Nr. 18.

Le dôme en ciment armé de Sanct-Blasien. Kurze Wiedergabe mit Abbildungen des in der Zeitschrift „Beton und Eisen“ von Professor Dr.-Ing. A. Kleinlogel beschriebenen Kuppelbaues. Le ciment armé 1912. Nr. 11.

Eisenbetonarbeiten in der Volksbade- und Schwimmanstalt in Gladbeck i. W. Vortrag, gehalten auf der XVI. Hauptversammlung des „Deutschen Beton-Vereins“ zu Berlin 1913 von

Dr.-Ing. Paul Müller aus Oberkassel bei Bonn. Die Arbeiten umfassen Eisenbetondeckenkonstruktionen in normaler Ausführung sowie den Bau eines Hallengewölbes von 14,54 m Lichtweite mit seitlichen Stiehkappen. Das Gewölbe ist in einzelne Rahmenbinder mit dazwischen gespannten Pfetten, die die Gewölbehaut tragen, aufgelöst. Von einer eigentlichen Gelenkausbildung des Binderfußes wurde mit Rücksicht auf den Mauerwerksfehler abgesehen. Den interessantesten Teil der Arbeiten bildete die Ausführung des 12 m breiten, 25 m langen und 3 m tiefen Schwimmbeckens, das mit Rücksicht auf den nachgiebigen Untergrund unabhängig von der eigentlichen Tragkonstruktion zu halten war. Es wurde zu diesem Zwecke eine Lagerung des Beckens in drei Punkten vorgesehen, deren Lage eine gleichmäßige Lastverteilung gewährleistete. Zur Anwendung kamen hierbei Kugellager aus Siemens-Martin-Stahl, die einen größten Auflagerdruck von 325,1 t auf den in Eisenbeton ausgeführten Lagerstuhl übertragen, der seinerseits eine Bodenpressung von nur 1 kg/cm<sup>2</sup> hervorruft. Die konstruktiven Ausbildungen werden besprochen und an zahlreichen Abbildungen eingehend erläutert. Deutsche Bauztg. Mitt. 1913. Nr. 4 und 5.

Ton-Silo aus Eisenbeton. Kurze Beschreibung des Ton-Silos der Boizenburger Wandplattenfabrik. Tonindustrie-Ztg. 1913. Nr. 19.

Toitures en dents de scie à éléments à l'avance. Die Anwendung des Eisenbetons für Sheddächer erweist sich infolge der wegen der eigenartigen Dachform umständlich herzustellenden Schalung als unwirtschaftlich. Nach einem patentierten amerikanischen Verfahren werden deshalb die einzelnen Teile des Daches für sich hergestellt und dann zum zu errichtenden Bauwerk zusammengesetzt. Kurze Beschreibung mit Abbildungen einer nach diesem Verfahren erbauten Anlage. Le ciment armé 1912. Nr. 1612 und Concrete Cement Age 1912, November.

## 3. Ausführungen im Brückenbau.

Die neue Straßenbrücke bei Rothenburg, Kanton Luzern. Eingehende Beschreibung mit vielen Abbildungen einer Bogenbrücke aus Stampfbeton mit 5 Öffnungen von je 22 m Spannweite. Auf den beiden Gewölberippen aus Stampfbeton ruht eine Fahrbahntafel aus Eisenbeton. Überhaupt ist für den Bau eine außergewöhnlich weitgehende Auflösung der Konstruktionsteile in Einzelelemente charakteristisch. Beschreibung der interessanten Bauausführung. Schweizer. Bztg. 1913. Nr. 9.

Cylinder Pier Bridges, C. & N. W. Ry. Von W. H. Finley. Es werden eine Reihe Pfeilergründungen amerikanischer Eisenbahnbrücken angeführt, bei denen die Pfeiler in mehrere eiserne Zylinder aufgelöst sind, die mit Beton ausgefüllt



werden. Als vorteilhaft wird die billige Verbreitungsmöglichkeit erwähnt; ebenso vollzieht sich ihr Aufbau unter Aufrechterhaltung des Verkehrs ohne große Mühe. Mit Abb. Engin. News 1912, Nr. 17.

*Impression Américaine sur le pont du Risorgimento à Rome.* Eingehende Wieder- gabe der interessanten kritischen Betrachtungen, die die Veröffentlichungen über die Tiberbrücke in Amerika hervorgerufen haben, und die Tyrrell, der Verfasser von „Concrete bridges and culverts“ im Canadian Engineer bespricht. Wenn man auch der Hennebiquebauweise Bewunderung zollt, so hält man sie doch nicht frei von Mängeln, die man bei der Tiberbrücke in der Art der Gründung, der Anwendung des gedrückten Bogens, der ästhetisch nicht befriedigend und statisch ungünstig wirke, findet. Das Fehlen von Gelenken bei einer derartigen Spannweite findet wenig Anklang, auch bemängelt man, daß der Beton keine Verkleidung erhalten hat und der Brücke eine künstlerische Ausgestaltung durch Pylonen, Beleuchtungsmaste abgehe. Dagegen findet die Ausführung der Lehrgerüstkonstruktion in Eisenbeton volle Zustimmung. Mit Abbildungen und zahlreichen Skizzen der weitgespannten Bogenbrücken. Le ciment armé 1912. Nr. 8.

Brückenprovisorien mit geringer Konstruktionshöhe für den Einbau von Beton- eisenkonstruktionen an Stelle eiserner Tragwerke. Von Ing. Edmund Duchkowitsch, Baukommissar der K. K. Staatsbahnen. Verfasser behandelt den Ersatz eiserner Brückentragwerke mit kleineren Spannweiten durch Eisenbetonkonstruktionen, die aus in Beton gebetteten Schienen oder Walzträgern bestehen. Er bespricht insbesondere den Fall, daß die bestehende Eisenkonstruktion in einer Zugspause entfernt werden muß und beschreibt mit Abbildungen den Einbau eines Brückenprovisoriums von so geringer Konstruktionshöhe, daß die Herstellung des neuen Betoneisentragwerkes unter diesem Provisorium ohne jede Störung möglich ist. Österr. Wochenschrift f. d. Baudienst 1913. Nr. 8.

*Epreuve originale d'un pont en béton.* Eine eigenartige, aber sehr billige und einfache Probelastung, die bei einer in England erbauten Brücke vorgenommen wurde, bestand darin, daß man an den Enden der Brücke, die massive Brüstungen besaß, einn Abschluß durch Lehm- mauern schuf und damit ein Becken erhielt, das durch eine Wasserleitung gespeist wurde. Le ciment armé 1913. Nr. 1.

*Concrete Trestle near Copenhagen.* Kurze Beschreibung eines nach System Hennebique erbauten Viaduktes. Eng. Record 1912. Vol. 66, Nr. 17.

#### 4. Ausführungen im Wasserbau.

Betonarbeiten am Panamakanal. Die Verwendung von Beton beim Panamakanal be-

läuft sich auf nicht weniger als 5 Mill. cbm, woran die großen Doppelschleusenanlagen von Gatun, Pedro Miguel und Miraflores den Hauptanteil haben. Die Schleusen weisen eine Kammerlänge von 330 m auf, eine lichte Weite von 33,55 m und eine Drenptiefe von 13 m. Die Schleusenausführung, die bei sämtlichen im Prinzip die gleiche ist, wird kurz erläutert und durch zahlreiche Bilder veranschaulicht, die die Mächtigkeit der Bauwerke vorzüglich erkennen lassen. Bemerkenswert ist bei der Gatun-Schleuse die Verankerung der Betonsohle mit dem tieferliegenden Felsboden durch alte Eisenbahnschienen. Für die Sohle sind allgemein Eiseneinlagen vorgesehen; die Mauern sind in einem Beton 1:3:6 erbaut und so bemessen, daß sie dem vollen Wasserdruck widerstehen können. Deutsche Bauztg. Mitt. 1913. Nr. 3 u. 4.

Die Hochwasserschutz-Talsperre in Mauer am Bober (Schlesien). Kurze Beschreibung dieser Anlage mit Abbildungen. Österr. Wochenschrift f. d. öffentl. Baudienst 1913. Nr. 4.

*Radeaux en ciment armé.* Beschreibung einer Rheinbadeanstalt zu Mannheim, die auf Pontons aus Eisenbeton errichtet ist. Von der Verwendung von Bimsbeton wurde mit Rücksicht auf den geringen Gewichtsunterschied gegen den üblichen Beton Abstand genommen. Le ciment 1912. Nr. 9.

Extracts from the annual report of the Isthmian canal commission. Ausführliche Mitteilungen über den Bautortschritt des Kanals mit Abbildungen der großen Schleusenanlagen. Engineering News 1912. Vol. 68, Nr. 21.

Le canal de Panama. Kurze Angaben über die Größenverhältnisse, die Kosten und den Bau- fortschritt. Des weiteren wird die Vorgeschichte für den Bau des Kanals erörtert und die großen Schleusenanlagen werden ausführlich behandelt. Le ciment 1912. Nr. 10 u. 11.

*Travaux en ciment armé au Cap.* Beschreibung einer 450 m langen und 14–30 m breiten Strandpromenade zu Kapstadt, die von Eisenbetonpfählen getragen wird. Erwähnenswert sind besonders die Rammarbeiten, die mittels einer elektrisch angetriebenen Ramme, System Piercy, erfolgten. Mit zahlreichen Abbildungen. Le ciment 1912. Nr. 8.

#### 5. Ausführungen im Straßen-, Eisenbahn-, Tunnel- und städtischen Tiefbau.

Groß-Berliner Bahnbauten. Es werden eine Anzahl Eisenbetonbrücken der Grunewald- bahn und der bei denselben verwendete Vorsatz- beton mit Abbildungen kurz beschrieben. Ton- industrie-Ztg. 1913. Nr. 18.

*Concrete guard rail for highways.* Kurze Beschreibung der Herstellung. Eng. Record 1912. Vol. 66, Nr. 17.

## WIRTSCHAFTLICHE RUNDSCHAU.

### Die Bedeutung der Klausel: Frei Ufer! beim Elbkieslieferungsvertrage.

Urteil des Reichsgerichts vom 7. März 1913.

Leipzig, 7. März (Nachdr. verb.). Bei Handelsverträgen ist es bekanntlich üblich, Vereinbarungen eines ganz bestimmten Inhaltes, z. B. über die Anwendung dieses oder jenes Handelsgebrauchs auf das abgeschlossene Handelsgeschäft durch kurze prägnante Bezeichnungen auszudrücken. Derartige Bezeichnungen existieren im Handelsverkehr in großer Zahl und sie müssen auch wie alle Handelsgebräuche und alles handelsrechtliche Gewohnheitsrecht vom Richter berücksichtigt werden; und zwar selbst dann, wenn das Gesetz anderes vorschreibt. Voraussetzung ist aber, daß die von den Parteien gebrauchten Klauseln tatsächlich auch gemäß einer in den beteiligten Handelskreisen befolgten Übung einen ganz bestimmten Sinn haben. Bei einem vor dem Reichsgericht ausgetragenen Rechtsstreit handelte es sich darum, was man beim Elbkieslieferungsvertrage unter der Klausel: Frei Ufer! verstehe. Die Ansichten der Parteien selbst, die diese Abrede getroffen hatten, wie auch die Meinungen der in dieser Frage gehörten Sachverständigen gingen weit auseinander, so daß den Gerichten dadurch nicht unerhebliche Schwierigkeiten entstanden. Durch Schreiben vom 11. November 1909 hatte die Hamburger Elbkiesbaggergesellschaft Kahle der Firma Fischer in Charlottenburg eine Offerte über Lieferung von 40 000 cbm Elbkies gemacht, die auch von der Charlottenburger Firma angenommen worden war. Die Offerte war von der Hamburger Gesellschaft „frei Ufer Charlottenburg“ gemacht, daneben war aber weiter vereinbart, „sollten die Schiffer selbst auskranen müssen, so sei dies eine besondere Vereinbarung der Käuferin und der Preis erhöhe sich dadurch um 25 Pf pro Kubikmeter“. Die Käuferin hatte nur 16 500 cbm abgenommen, die mangels gegenteiliger Anweisung der Käuferin von den Schiffen der Verkäuferin ausgekragt worden waren. Die Verkäuferin hatte deshalb der Käuferin den um 25 Pf höheren Preis in Rechnung gestellt, was jedoch von der Käuferin bemängelt wurde. Diese machte vielmehr geltend, der Kies sei ihr „frei Ufer Charlottenburg“ zu liefern gewesen; die Klausel „frei Ufer“ bedeute nach Handelsgebrauch frei bis „auf das Ufer“, während die Lieferantin den Standpunkt vertrat, damit sei nur eine Abrede der Parteien frei bis „an“ das Ufer zu verstehen gewesen. Die beklagte Käuferin konnte sich ihrerseits auf ein Gutachten der Ältesten der Kaufmannschaft von Berlin berufen, in dem gleichfalls ausgeführt war, eine Abrede „frei Ufer“

bedeute nach Handelsgebrauch eine Verpflichtung der Verkäuferin, frei bis an das Ufer abzuladen. Die Klägerin dagegen hatte das Gutachten eines Schiffahrtssachverständigen für sich, der erklärt hatte: frei Ufer bedeute nur frei bis auf das Ufer. Jedenfalls hätten die Parteien die streitige Klausel nur in diesem Sinne verstanden wissen wollen, denn sie hätten ja ausdrücklich weiter vereinbart gehabt, daß, falls die Schiffer selbst auskranen müßten, dies eine besondere Vereinbarung der Käuferin sei und der Preis sich dadurch um weitere 25 Pf pro Kubikmeter erhöhe. Das Landgericht und das Kammergericht Berlin hatten sich dieser letzteren Auffassung angeschlossen. Die von den Parteien gewählte Klausel sei allerdings nicht ganz klar und könne verschieden ausgelegt werden. Nach dem Binnenschiffahrtsgesetz sei der Käufer im Zweifel verpflichtet, im Kahn abzunehmen, so daß im Zweifel die Kosten der Auskranung zu Lasten des Käufers zu gehen hätten. In diesem Sinne sei auch die Klausel „frei Ufer“ zu verstehen, bedeute also keine Verpflichtung der Lieferantin, frei bis auf das Ufer auszuladen. Dies gehe weiter noch auch daraus hervor, daß die Käuferin verpflichtet gewesen sei, den Kran selbst zu stellen. Wenn die Auskranung durch die Schiffer der Verkäuferin habe erfolgen müssen, dann sei die Käuferin nicht berechtigt, von dem Kaufpreis die Kranegebühren zu kürzen. Das Reichsgericht entschied in demselben Sinn und wies die Revision der beklagten Käuferin als unbegründet zurück. (Aktenzeichen II. 554/12.)

### Aktiengesellschaft für Beton- und Monierbau.

In der Sitzung des Aufsichtsrats der Gesellschaft legte der Vorstand den Abschluß für das abgelaufene Geschäftsjahr (1. Februar 1912 bis 31. Januar 1913) vor. Der erzielte Reingewinn beläuft sich, einschließlich des Vortrages, auf 653 146,04 M gegen 530 881,72 M im Vorjahre. Die Verteilung des Reingewinns wird, wie folgt, vorgeschlagen: 43 000 M Zuweisung zum gesetzlichen Reservefonds zu dessen Abrundung auf 500 000 M (im Vorjahre 0) und 50 000 M zum außerordentlichen Reservefonds II (i. V. 75 000 M), ferner 5000 M Talonsteuerrückstellung für die neuen Aktien (i. V. 0). Die Dividende soll mit 11% (i. V. 10%) auf das erhöhte Aktienkapital von 2 500 000 M beantragt werden. Die nach Absetzung der Tantieme für Vorstand und Aufsichtsrat und der Remuneration an die Beamten verbleibenden 149 862,29 M (i. V. 153 042,74 M) sollen auf neue Rechnung vorgetragen werden.

Die Generalversammlung wird am 7. April 1913 stattfinden.

## BÜCHERBESPRECHUNGEN.

„Zementbrevier“. Ein kurzgefaßter Leitfaden für Zementverbraucher. Von Dr. Hans Kühl, Inhaber des zement- und mörteltechnischen Laboratoriums Dr. Wilhelm Michaëlis, Berlin-Lichterfelde. Verlag der „Tonindustrie-Zeitung“ G. m. b. H., Berlin NW 21, Dreysestr. 4. Preis M. —.30.

So sehr der Zement als einer der wichtigsten Mörtelbildner unseres Bauwesens bekannt ist und sich steigender Beliebtheit nicht nur in Fach-, sondern auch Laienkreisen erfreut, begegnet man doch noch so großer Unkenntnis, daß eine Flugschrift über das Wesen der Zemente, ihre Eigenschaften, Verarbeitung und Anwendung in leichtverständlicher Schreibweise notwendig erschien. Viele Zementverbraucher kennen ihren Zement nur oberflächlich,

bekümmern sich auch nicht um seine Eigenschaften, sondern sie werden erst aufmerksam, wenn sie Mißerfolge zu verzeichnen haben. Das „Zementbrevier“ bietet eine gute Hilfe für die Abstellung solcher Schäden und zeigt die richtigen Wege, welchen Zement man für die jeweilige Ausführung verwendet, wie man ihn bezieht, lagert und prüft, wie man die Zuschlagstoffe bewertet und wie man Mörtel und Bauten herstellt. Bei seinem Inhalt und dem niedrigen Preis verdient das Werk weiteste Verbreitung in Fach- und Laienkreisen.

Eisenbetontreppen und Kunststeinstufen. Von Karl Matthies, Architekt. Verlag der „Tonindustrie-Zeitung“ G. m. b. H., Berlin NW. 21, Dreysestr. 4. Preis M. 2,25.

In der Eisenbetonliteratur finden sich bei der Besprechung der Konstruktionsweisen wohl Abhandlungen

über Eisenbetontreppen und Kunststufen; sie sind aber meist ziemlich kurz und enthalten, was Berechnungsbeispiele und Kunststufen anbetrifft, nur spärliche Angaben. Vieles, was für den Praktiker wichtig ist, z. B. der Einbau der Treppen während oder nach dem Hochführen der Treppenhauemauern, behördliche Vorschriften über Einbindungstiefe der Stufen sowie Vorschriften über Nebenleistungen, Ausführung, Belastungsprobe und Abnahme usw., ist darin nicht enthalten. Außerdem fehlen in den Werken manche Neuerungen im Stufenbau, die für das Treppenbauwesen einen großen Fortschritt bedeuten. Von diesen Gesichtspunkten aus ist das neue Buch bearbeitet worden. Die zahlreichen Berechnungsbeispiele mit Tabellen machen diese Abschnitte für Schule und Praxis besonders wertvoll. Einen besonderen Abschnitt bilden die Angaben über Probabelastungen, die auf dem Fabrikgelände oder auf der Baustelle vorgenommen werden. Da derartige Probabelastungen häufig unsachgemäß ausgeführt werden, wird hier an vorbildlichen, praktischen Beispielen unter Beigabe von Lichtbildern und Zeichnungen gezeigt, welche Hilfsmittel nötig sind und wie belastet werden muß, um zu einwandfreien Ergebnissen zu gelangen. Alles in allem bietet das Werk für jeden Baufachmann ein wertvolles Hilfsbuch.

### NEUE BÜCHER.

(Besprechung vorbehalten.)

- Danzig als Hochschulstadt. Herausgegeben von der Danziger Verkehrszentrale e. V. Danzig 1913. Verlag der Danziger Verkehrszentrale. 5. Aufl. 37.—41. Tausend.
- Th. Janssen, Reg.-Baum. Der Bauingenieur in der Praxis. Preis M 6,—, geb. M 6,80. Verlag von Julius Springer, Berlin W. 9, Linkstr. 23/24.
- Th. Möhrle, Ziviling. Eisenbeton unter Tage. Verlag von Wilhelm Knapp 1912. Halle a. d. S. M 2,40.
- Regelung des Wohnungswesens. Vorschläge des Verbandes Deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine für die Reform-Gesetzgebung der Wohnungsfrage. Jan. 1913.
- A. Vierendeel, Prof. Der Vierendeel-Träger, seine Berechnung und Konstruktion. Preis M 2,—. Verlag A. Bagel, Düsseldorf. 1912.
- Ferdinand Wittenbauer, Prof. Aufgaben aus der Technischen Mechanik. II. Band, Festigkeitslehre. Zweite vermehrte Aufl. Mit 490 Textfiguren. Verlag von Julius Springer, Berlin 1913. Preis M 6,—, geb. M 6,80.
- Dr.-Ing. Wilhelm Kyrieleis. Grundwasserabsenkung bei Fundierungsarbeiten. Preis M 6,—. Berlin 1913. Verlag von Julius Springer.
- Dr.-Ing. Kögler. Vereinfachte Berechnung eingespannter Gewölbe. Preis M 2,—. Verlag von Julius Springer. Berlin 1913.

### DIE WISSENSCHAFTLICHEN ERGEBNISSE DES MATERIALPRÜFUNGS-KONGRESSSES IN NEW YORK.

Auf der diesjährigen Tagung des Vereins Deutscher Portlandzementfabrikanten hat es der Vorsitzende Dr. Müller für notwendig befunden, in meiner Abwesenheit entgegen meinem Bericht in dieser Zeitschrift (Heft 1, 1913) von den Verhandlungen über die „Le Chatelier-Probe, Herrn Professor Gary in folgender Weise in Schutz zu nehmen. Nach dem mir nachträglich auf mein Verlangen

zur Verfügung gestellten Stenogramm lauten seine Bemerkungen folgendermaßen:

„Aber auch in der Zeitschrift „Armierter Beton“ ist unserer Meinung nach eine Schilderung der Verhandlungen gegeben, die nicht richtig ist, und die besonders in einem Punkte Herrn Professor Gary unserer Meinung nach unberechtigterweise angriff. Es wird Herrn Professor Gary vorgeworfen, daß er bei den Verhandlungen über die Le Chatelier-Probe nicht in sachlicher, sondern in einer die Engländer verletzenden Form die Le Chatelier-Probe zurückgewiesen habe. Meine Herren, ich glaube im Namen aller der Herren, welche seinerzeit bei den Verhandlungen in New York anwesend waren, behaupten zu können, daß weder wir, noch die Amerikaner, noch selbst der Herr Blount, auf den ja gerade diese Anzapfungen gingen, in irgendeiner Weise etwas Verletzendes herausgefunden haben.

Meine Herren, ich kann Ihnen zum Beweise dessen mitteilen, daß Herr Blount uns in liebenswürdigster und freundlichster Form, nicht nur er, sondern auch seine Frau, zum Dinner eingeladen hat, und das würde er nicht getan haben, wenn Herr Professor Gary ihn in irgend einer Weise verletzt hätte.“

Ich sehe mich daher veranlaßt, zu erklären, daß Herr Gary in einer wissenschaftlichen Diskussion über die Le Chatelier-Probe dem genannten Herrn Blount vorwarf, diesen Kongreß ebenso wie den in Kopenhagen geblufft zu haben. Eine Bemerkung, die für jeden Engländer als die höchste Beleidigung gelten muß.

Es ist aus der Erklärung des Herrn Dr. Müller nicht zu ersehen, ob bei dem genannten Dinner auch Herr Gary anwesend war. Jedenfalls ist dies für mich kein Beweis. Es würde nur gegen Herrn Blount sprechen, gegen dessen Methoden, sich wissenschaftlich zu betätigen, auch sonst noch Einwände erhoben werden können. Daß die Amerikaner das Vorgehen des Herrn Gary auch als unwissenschaftlich empfunden haben und als nicht zur Sache gehörig, dafür könnte ich, wenn die Sache wichtig genug wäre, den Beweis antreten.

Nach meiner Meinung war es für einen offiziellen Vertreter Deutschlands auf einem wissenschaftlichen Kongreß weder passend noch notwendig, die erwähnte beleidigende Äußerung in einer wissenschaftlichen Diskussion zu tun.

Ich muß es deshalb auf das entschiedenste zurückweisen, wenn der Vorsitzende des Vereins Deutscher Portlandzementfabrikanten den von mir verfaßten Bericht in unserer Zeitschrift als nicht richtig hingestellt hat.

Dr.-Ing. E. Probst.

*Den Verfassern größerer Originalbeiträge stehen je nach deren Umfang bis zu 10 Exemplaren des betr. vollständigen Heftes kostenfrei zur Verfügung, wenn bei Einsendung des Manuskriptes ein entsprechender Wunsch mitgeteilt wird. Sonderabdrücke werden nur bei rechtzeitiger Bestellung und gegen Erstattung der Kosten geliefert.*